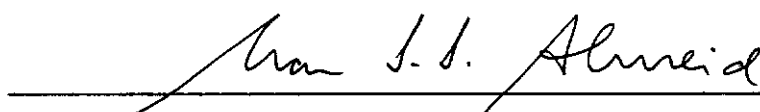


ANÁLISE DO ADENSAMENTO DA
FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE JUTUNAÍBA

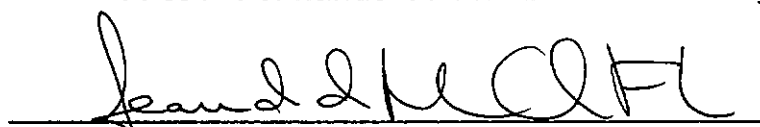
José Bernardino Borges

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
(M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por :


Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, PhD
Presidente


Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, DSc


Eng. Leandro de Moura Costa Filho, PhD


Prof. Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão, PhD

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 1991

BORGES, JOSÉ BERNARDINO

Análise do Adensamento da Fundação da Barragem de Juturnaíba [Rio de Janeiro] 1991.

xii, 173 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Barragem 2. Argila Mole 3. Adensamento

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

*Aos meus pais,
Daniel e Celeste*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais pela educação, estímulo e compreensão que me deram;

Aos professores Barata, Miguez e Laura pelo estímulo no início de minha vida profissional;

Ao professor Marcio Almeida pela orientação, compreensão, amizade;

Ao Dr. Roger Frank do L.C.P.C. de Paris, por ter cedido o programa CONMULT à COPPE;

Ao professor Coutinho pela cessão dos dados de Juturnaíba, colaboração, amizade, apoio e co-orientação;

Aos professores Fernando Danziger pela co-orientação e Ian Schumann pelas discussões e colaborações úteis ao desenvolvimento da tese;

A Carlos Eduardo, Celimar e Marly pelo apoio no idioma francês;

Aos amigos Valéria e Sidalino pelo apoio logístico nas horas difíceis da tese;

À engenheira Patrícia Lopes pelo apoio, discussões e colaboração acerca do assunto e da utilização do programa;

Ao Marcelo e "Jamelão" pelo apoio computacional;

Aos engenheiros Maria de Fátima e David Swan pelo apoio e amizade;

A todos os colegas da ENGE-RIO pelo interesse e apoio a este trabalho;

A Cássia, Carlos, Solange e Suzy pela amizade e capricho nos desenhos;

A todos os demais colegas da COPPE-UFRJ e laboratório pela amizade e interesse;

Ao Dr. Pedro Murrieta pelas discussões e apoio sobre o tema;

Ao Rogério, companheiro de cronograma apertado, pela ajuda, compreensão e amizade;

A CAPES pelo apoio financeiro;

Aos novos colegas de Petrópolis pela amizade e apoio.

Resumo da tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

ANÁLISE DO ADENSAMENTO DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM DE JUTURNAIBA

José Bernardino Borges

Junho, 1991

Orientador : Márcio de Souza Soares de Almeida

Programa : Engenharia Civil

Neste trabalho discutem-se diversos aspectos da teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, suas restrições e possibilidades de aplicação face ao processo real de adensamento dos solos. Apresentam-se diversos aspectos de extensão desta teoria, bem como o método numérico de diferenças finitas utilizado neste trabalho.

Descreve-se o programa CONMULTM (originário do L.C.P.C. - Paris), baseado no método de diferenças finitas para solução do problema unidimensional de adensamento, bem como os diversos estudos realizados com utilização do programa pelo próprio L.C.P.C. (Laboratório Central de Pontes e Pavimentos - Paris), pela Universidade de Laval (Quebec), pelo S.G.I. (Instituto Sueco de Geotecnia) e pela COPPE/UFRJ.

Apresenta-se a descrição e caracterização geotécnica do depósito de solos argilosos moles orgânicos de Juturnaíba, objeto da análise principal da tese. Com o auxílio do programa CONMULTM foram realizadas as previsões de poropressão e deslocamentos verticais da Barragem de Juturnaíba, assente em solo mole. Os resultados são comparados e avaliados frente aos respectivos dados de instrumentação. São também analisadas as variações de parâmetros geotécnicos fundamentais relacionados ao adensamento, possibilidade facilitada pela concepção do programa que pode ainda considerar ou não efeito de compressão secundária.

Abstract of Thesis submitted to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

CONSOLIDATION ANALYSIS OF THE JUTURNAÍBA DAM FOUNDATION

José Bernardino Borges

June, 1991

Chairman : Márcio de Souza Soares de Almeida

Department : Civil Engineering

Several aspects of Terzaghi's unidimensional consolidation theory including its restrictions and the possible uses in the real consolidation of soils are discussed. In this thesis, some aspects of the extension of this theory are presented as well as the numerical method of finite differences, the mathematical tool used in this thesis.

The program CONMULTM (conceived by the L.C.P.C. - Paris), based on the finite differences method for the solution of unidimensional consolidation problems is described. Researches carried out by the L.C.P.C. (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Paris) itself, the University of Laval (Quebec), S.G.I. (Swedish Geotechnical Institute) and COPPE/UFRJ are also presented.

The geotechnical description and characterization of Juturnaíba's soft organic clay deposit is subsequently presented. Results of pore pressure and settlements computed by CONMULTM, are compared with the respective instrumentation data. Analyses of the variation of geotechnical parameters during the consolidation process are also presented, as made able by the conception of the program which also allows consideration of creep effects.

INDICE

	pág.
I. INTRODUÇÃO	1
I.1 - Objetivos	1
I.2 - Estrutura da dissertação	2
II. DESCRIÇÃO GERAL DA BARRAGEM DE JUTURNAIBA	4
II.1 - Localização	4
II.2 - Geomorfologia	4
II.3 - Seção tipo e histórico de construção	6
II.4 - Estudos geotécnicos realizados	9
II.5 - Descrição do depósito de argila mole	10
II.5.1 - Características básicas	10
II.5.2 - Índices físicos	13
II.5.3 - Parâmetros de compressibilidade	13
II.5.4 - Permeabilidade	18
II.5.5 - Discussão dos resultados	25
III. TEORIA DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL E MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS	28
III.1 - Introdução	28
III.2 - Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi	28
III.2.1 - Considerações gerais	28
III.2.2 - Princípio do fenômeno do adensamento	29
III.2.3 - Apresentação das hipóteses e respectivas críticas	30
III.2.4 - Trabalhos de extensão da Teoria de Terzaghi	39
III.3 - Método numérico das diferenças finitas aplicado ao adensamento unidimensional	40
III.3.1 - Formulação matemática geral	40
III.3.2 - Método explícito	43
III.3.3 - Método implícito	44
III.3.4 - Fronteiras impermeável e drenante	46
III.3.5 - Fronteiras entre camadas	46
III.3.6 - Cálculo de recalques	48
III.3.7 - Grau de adensamento	48

IV. DESCRIÇÃO DO PROGRAMA CONMULTM	50
IV.1 - Introdução	50
IV.2 - Histórico	50
IV.3 - Descrição do programa	51
IV.3.1 - Geral	51
IV.3.2 - Método de resolução - equação unidi- mensional de adensamento	52
IV.3.3 - Método de resolução numérica	56
IV.3.4 - Sequência de cálculo	58
IV.4 - Estrutura do programa	59
IV.5 - Dados de entrada	61
IV.6 - Resultados	63
IV.7 - Observações gerais quanto à utilização do programa	63
IV.8 - Estudos realizados pelo L.C.P.C. e pela Uni- versidade de Laval com programa CONMULTM-78	65
IV.8.1 - Geral	65
IV.8.2 - Estudos teóricos	66
IV.8.3 - Aplicações a aterros experimentais	73
IV.9 - Estudos realizados pelo Instituto de Geotecnia da Suécia (S.G.I.)	75
IV.9.1 - Geral	75
IV.9.2 - Sítio experimental de Lilla Mellösa, Upplands Väsby	76
IV.9.3 - Sítio experimental de Skä Edeby	78
IV.9.4 - Aterro rodoviário de Dalarövägen	78
IV.9.5 - Sítio Antoniny	81
IV.10 - Estudos realizados pela COPPE	82
IV.10.1 - Tese de Doutorado de Santos Neto (COPPE, 1990)	82
IV.10.2 - Projeto Final de Curso da EEUFRJ - Patrícia Lopes (1990)	83
IV.11 - Uso e aplicação do programa CONMULTM	87
V. ANÁLISES REALIZADAS	89
V.1 - Introdução	89
V.2 - Considerações preliminares	89
V.3 - Perfis geotécnicos de análise	90

V.4 - Parâmetros geotécnicos de análise - critérios e procedimentos adotados	95
V.5 - Lei de carregamento	100
V.6 - Efeito da não saturação completa	104
V.7 - Tratamento dos dados de instrumentação para medida de poropressão	105
V.7.1 - Cálculo das leituras iniciais dos piezômetros	105
V.7.2 - Correção dos dados dos piezômetros tipo Casagrande	107
VI. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	108
VI.1 - Introdução	108
VI.2 - Resultados de deslocamento vertical	108
VI.2.1 - Análise da influência da compressão secundária	108
VI.2.2 - Análise da não variação da permeabilidade com índice de vazios	114
VI.2.3 - Análise de recalque em profundidade	121
VI.3 - Resultados de poropressão	121
VI.3.1 - Análise da influência da compressão secundária	121
VI.3.2 - Análise k_v constante	127
VI.3.3 - Comentários gerais	131
VI.3.4 - Análise de poropressão em profundidade	132
VI.4 - Estudos de variação de parâmetros geotécnicos	134
VII. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	142
VII.1 - Conclusões	142
VII.2 - Recomendações para pesquisas futuras	145
BIBLIOGRAFIA	148
ANEXO I - Fontes de erro no cálculo	157
ANEXO II - Ensaio oedométricos - Dados de permeabilidade (Coutinho, 1990)	159

NOMENCLATURA

Geral

- 1^o) Um sinal (') sobre um símbolo de tensão indica tensão efetiva;
- 2^o) O sufixo 0 indica condição inicial;
- 3^o) O sufixo f indica condição final;
- 4^o) O índice t indica o valor temporal do parâmetro;
- 5^o) O índice i indica o valor espacial do parâmetro.

a_v	Coefficiente de compressibilidade do líquido intersticial;
C_k	Taxa de variação de permeabilidade com índice de vazios;
C_c	índice de compressão virgem;
C_r	índice de recompressão;
C_e	índice de expansão ou inchamento;
CR	Coefficiente de compressão virgem = $C_c / (1 + e_0)$;
c_v	Coefficiente de adensamento vertical;
$C_{\alpha e}$	Coefficiente de compressão secundária em termo de índice de vazios = $C_{\alpha e} (1 + e_0)$;
D	Espessura do depósito de argila mole;
e	índice de vazios;
G	Densidade real dos grãos;
H	Altura de aterro;
h	Espessura de discretização da camada;
I_c	índice de consistência;
I_p	índice de plasticidade;
k_0	Coefficiente de empuxo na condição de repouso;
k, k_v	Coefficiente de permeabilidade vertical;
l, L	Comprimento;
LL	Limite de liquidez;
LP	Limite de plasticidade;
N.A.	Nível d'água;
NT	Nível do terreno;
OCR	Razão de pré - adensamento;
RR	Coefficiente de recompressão = $C_r / (1 + e_0)$;

r	Recalque;
r_{∞}	Recalque a tempo infinito;
S	Grau de saturação
SR	Coeficiente de expansão ou inchamento = $C_u / (1 + e_0)$;
SPT	"Standard Penetration Test";
t	Tempo;
t_p	Tempo final de adensamento primário;
TMO	Teor de matéria orgânica;
U	Grau de adensamento;
u	Poropressão;
V	Volume;
w	Umidade;
Z	Profundidade;

LETRAS GREGAS

β	Coeficiente de convergência - método explícito de diferenças finitas;
γ	Peso específico natural;
γ_v	Peso específico da água;
γ_{sub}	Peso específico submerso;
ϵ	Deformação específica;
δ	Variação infinitesimal;
ϕ	Diâmetro do amostrador;
σ	Tensão total normal;
σ'	Tensão efetiva normal;
$\Delta\sigma$	Variação de tensão total;
ρ	Massa específica natural;
σ_v, σ'_v	Tensão vertical;
σ'_{vm}	Tensão de pré - adensamento;
σ'_{vc}	Tensão vertical de adensamento;
σ_{oct}	Tensão octaédrica;
τ	Tensão cisalhante;

INSTRUMENTOS

R	Placa de recalque superficial;
C, PC	Piezômetro Casagrande modificado;
NA	Indicador de nível d'água.

CAPITULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - Objetivos

A execução de diversos tipos de obras como barragens, rodovias, aeroportos, ferrovias, ou mesmo implantação de áreas residenciais ou industriais implica muitas vezes na construção de aterros sobre solos muito compressíveis, tais como argilas moles e muito moles.

Além dos requisitos fundamentais de estabilidade, torna-se importante também que a obra de terra venha a ter deslocamentos durante e após a construção compatíveis com o objetivo a que se destina.

Para melhor compreensão do comportamento destas obras de terra, recorre-se à construção de aterros experimentais convenientemente instrumentados. Igualmente importantes são as informações relativas às características geotécnicas dos depósitos envolvidos, bem como do aterro. Tais estudos, associados a modelo de previsão, têm-se mostrado eficientes na definição de projetos deste tipo de obra de terra.

A Barragem de Juturnaíba, situada a aproximadamente 100Km do Rio de Janeiro, construída em parte sobre depósito de solos moles, proporcionou a realização de um aterro experimental instrumentado. Os resultados de ensaios geotécnicos resultantes são numerosos e de boa qualidade.

Com base nas informações disponíveis, a elaboração de previsões de deslocamentos e poropressões mediante modelos analíticos ou numéricos, associado a estudo comparativo com instrumentação adequada, constituem importante contribuição aos estudos do depósito em questão, sendo este o objetivo básico desta dissertação.

I.2 - Estrutura da dissertação

A presente dissertação consiste basicamente na previsão de deslocamentos verticais e poropressões durante e após a construção da Barragem de Juturnaíba, mediante a utilização do método numérico de diferenças finitas em um modelo unidimensional que considera a variação de diversos parâmetros de adensamento durante o próprio processo. O estudo envolve ainda comparação destas previsões com os dados de instrumentação respectivos.

No capítulo II, apresenta-se a descrição geral da barragem, sua localização, seção tipo, geomorfologia da região de implantação, bem como descrição sucinta dos estudos geológico-geotécnicos realizados antes da construção. O depósito de argila mole é caracterizado, sendo apresentados as descrições básicas de suas camadas, seus respectivos índices físicos, parâmetros de compressibilidade e de permeabilidade bem como breve discussão dos resultados. Cabe citar que todos estes resultados de boa qualidade foram obtidos por Coutinho (1986). Dados complementares foram também fornecidos por Coutinho (1990).

No capítulo III discute-se a teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, suas restrições e possibilidades de aplicação face ao processo real de adensamento dos solos. São citados diversos estudos de extensão desta teoria, inclusive os que deram origem aos estudos e análises apresentados no capítulo V. Apresenta-se neste capítulo de revisão bibliográfica o método numérico de diferenças finitas, principal ferramenta matemática utilizada, sendo descritos também os métodos de resolução bem como as equações de recorrência e de fronteiras relativas à equação unidimensional do adensamento.

O capítulo IV apresenta a descrição do programa CONMULT-78, desenvolvido para cálculo unidimensional do adensamento de depósitos com diversas camadas pelo método de diferenças finitas, incluindo-se o histórico de seu

desenvolvimento, seu fluxograma, premissas básicas de cálculo, entrada de dados, saída de resultados e observações gerais quanto à utilização. São ainda apresentados estudos realizados no L.C.P.C., na Universidade de Laval (Canadá), no S.G.I. (Suécia) e na COPPE com o programa.

O capítulo V descreve as análises realizadas, a seleção dos dados de entrada, cálculos, hipóteses e correções efetuadas, perfis geológico-geotécnicos adotados nas análises, índices físicos relevantes, parâmetros de compressibilidade e permeabilidade adotados.

O capítulo VI apresenta as análises computacionais realizadas com o programa CONMULTM. Os resultados de deslocamentos verticais e poropressões apresentados são comparados com as leituras da instrumentação respectiva. No caso da piezometria são ainda apresentados os cálculos, hipóteses e correções efetuados nos dados de campo. São ainda apresentados gráficos relativos à evolução de alguns parâmetros geotécnicos durante o adensamento.

Finalmente, o capítulo VII apresenta as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO II

DESCRIÇÃO GERAL DA BARRAGEM DE JUTURNAIBA

II.1 - Localização

A Barragem de Juturnaíba foi construída no município de Silva Jardim, Estado do Rio de Janeiro (ver figura II.1), sob a responsabilidade do Departamento Nacional de Obras e Saneamento (DNOS) - 8ª Diretoria (RJ). A barragem tem por objetivo sanear e estimular o desenvolvimento econômico do vale do Rio São João (Norte Fluminense) e ampliar o abastecimento d'água da Região dos Lagos e imediações.

II.2 - Geomorfologia

O local de implantação da Barragem de Juturnaíba situa-se em região onde se distinguem dois aspectos geomorfológicos: a planície aluvionar e as "ilhas", morros e serras.

A planície apresenta leve inclinação NW para SE (do lado de Poço das Antas em direção a São Vicente de Paula), desenvolvendo-se no local das obras entre as cotas 6,70 e 3,40 metros aproximadamente. É formada por sedimentos aluvionares recentes, depositados pelo Rio São João, seus formadores e seus afluentes. Os rios percorrem a planície formando meandros, lagoas secas e braços mortos.

As "ilhas" são denominações locais dadas aos morrotes que sobressaem na planície e alcançam, nas imediações do eixo da barragem, cotas máximas da ordem de 45 m (ilhas das Crioulas) e 55 m (ilha do Madureira). São extensões isoladas pela erosão dos terrenos que formam o embasamento cristalino da área, constituído por rochas gnáissicas pré-cambrianas e que formam os morros e serras da região.

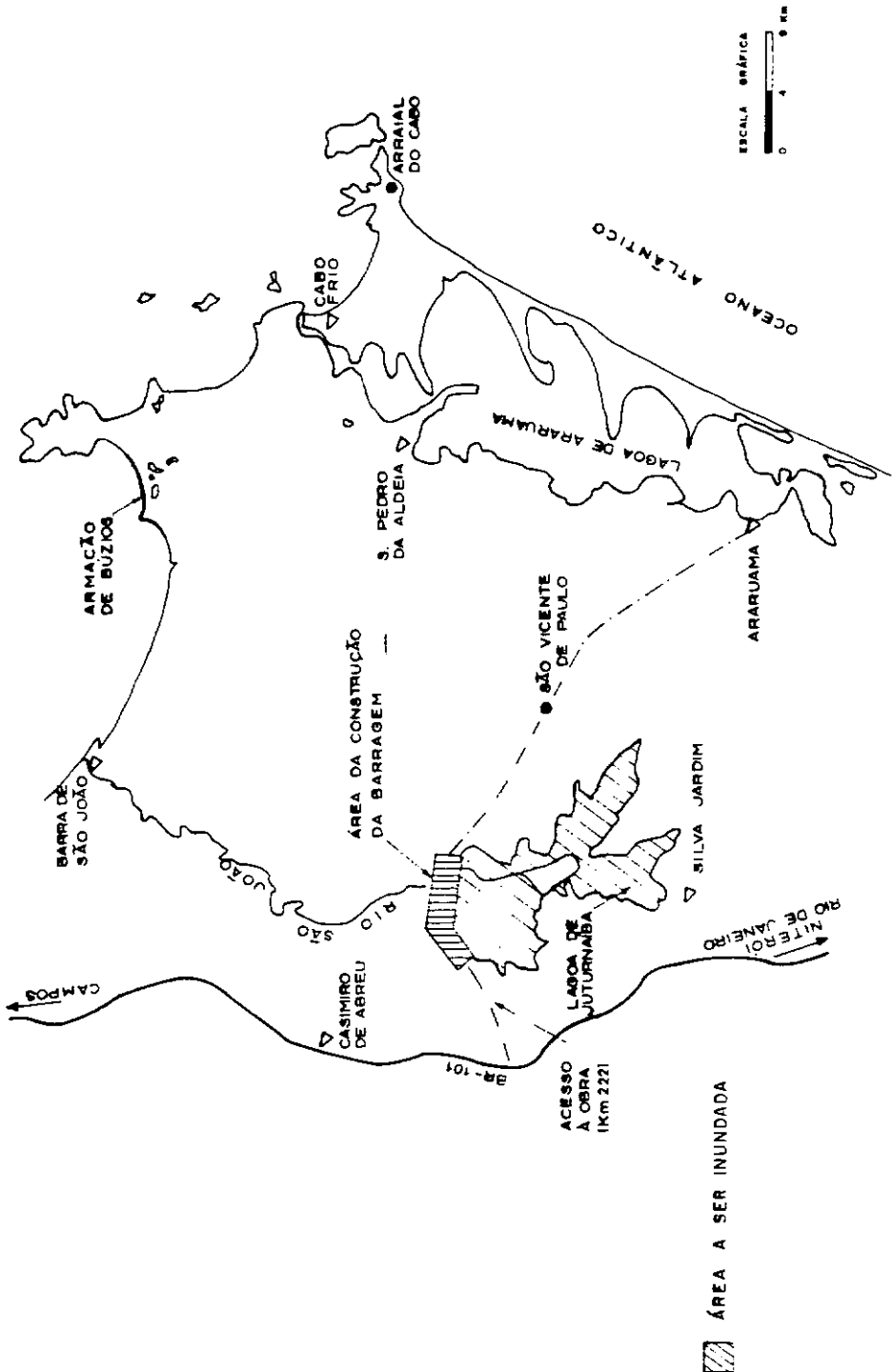


FIG. II.1 - LOCALIZAÇÃO DA BARRAGEM DE JUTURNAÍBA
(Coutinho, 1986)

II.3 - Seção tipo e histórico de construção

Trata-se de barragem de terra, zonada, com altura máxima de 12 m (cota de coroamento \cong 12,0 m), extensão de 3.460 metros no coroamento, apresentando trecho com extensão aproximada de 1300 metros com fundação sobre solos argilosos orgânicos moles (ver figura II.2).

A construção foi feita por etapas, por motivos de estabilidade, no período de 2/6/81 a 8/2/83. A figura II.3 apresenta seções transversais típicas dos trechos principais da barragem. As seções indicam, simplificada, a evolução da construção com o tempo. O histórico de carregamento, dado de entrada das análises, será detalhado no capítulo V.

A seção da barragem no trecho de interesse (trecho II) apresenta talude de montante composto por berma de 45m de extensão aproximadamente na cota 5,6m, seguido de talude com inclinação 1,0(V):4,0(H) até a cota de coroamento (cota 12,0m). A crista tem aproximadamente 14m de largura e o talude de jusante tem inclinação 1,0(V):3,0(H) até a cota de 7,5m, seguindo-se bermas nas cotas 7,5, 6,5 e 5,5 m aproximadamente, respectivamente com 30, 20, e 17 metros de extensão.

Cabe ressaltar que neste trecho a fundação foi removida em espessura variável de 3 a 4m desde o início da berma de montante até sob a berma de jusante situada na cota 7,5m (ver figura II.3).

A instrumentação de medição de poropressão da barragem no trecho em estudo, que compreende as estacas 15, 20, 25 e 30 inclusive, constitui-se de piezômetros Casagrande, sendo colocados à disposição os dados de três piezômetros situados nas estacas 15 e 25 (Coutinho, 1990). A tabela II.1 indica as cotas de instalação destes instrumentos. Todos os piezômetros citados estão localizados aproximadamente no eixo da barragem.

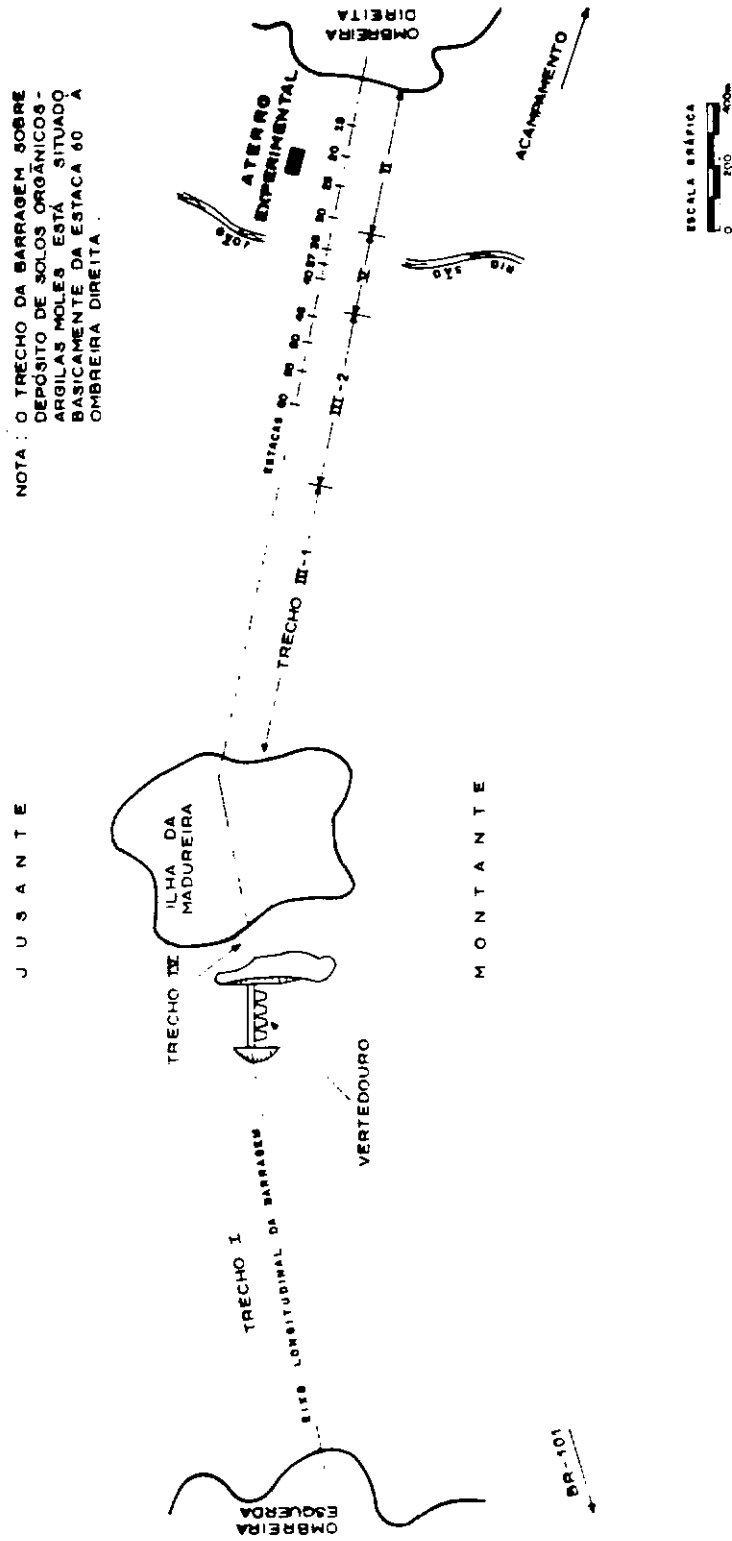
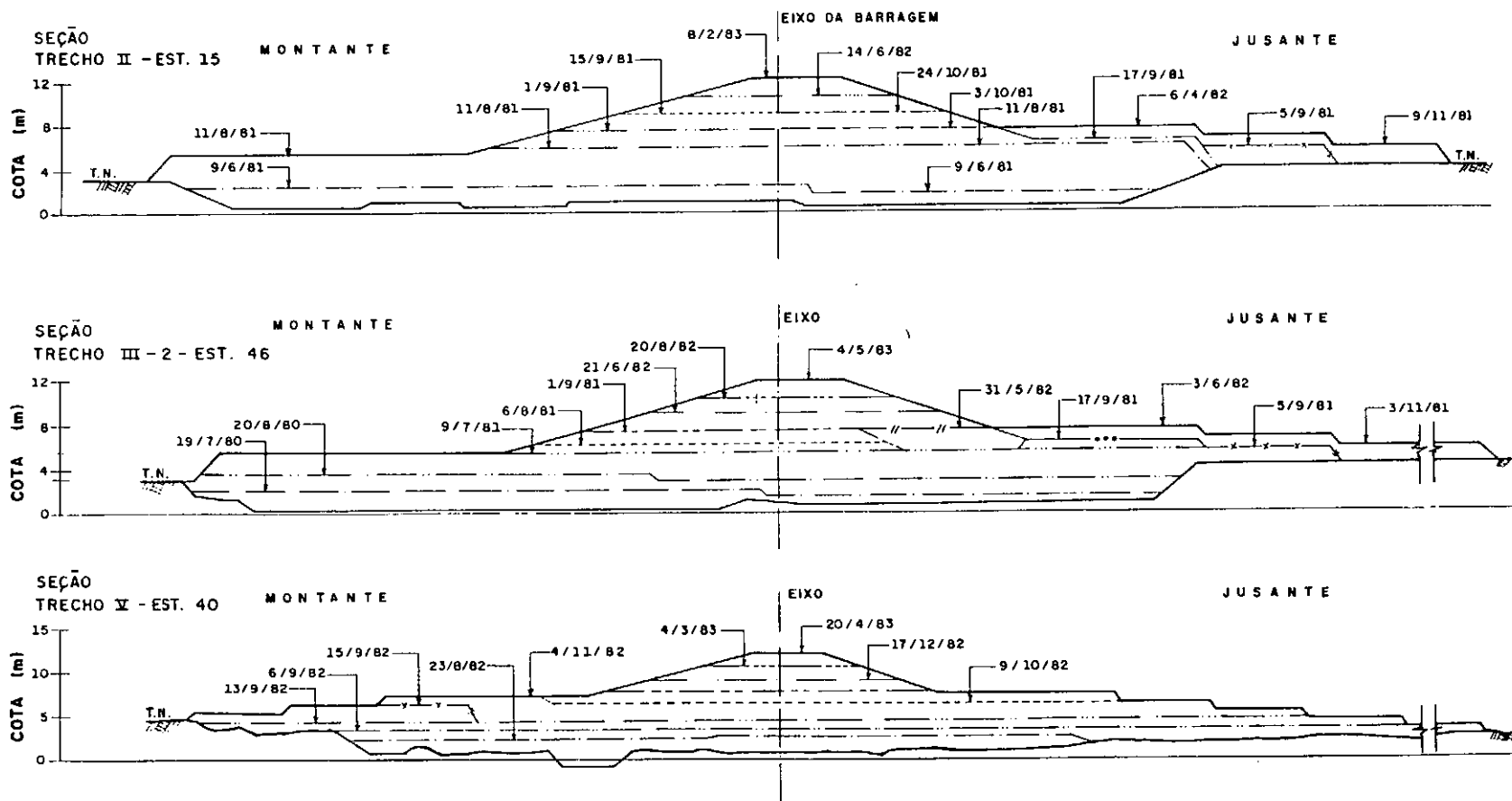


FIG. II.2 - PLANTA DA BARRAGEM DE JUTURNAÍBA (Coutinho, 1986)

FIG. II.3 - ETAPAS DE CONSTRUÇÃO - BARRAGEM DE JUTURNAIBA
(Coutinho, 1990)



Tab. II.1 - Piezômetros Casagrande - Cotas de instalação e profundidades relativas

	ESTACA	COTA INST. (m)	Z/D (m)
C 1	15	- 1,25	0,56
C 2	15	- 0,60	0,35
C 3	25	- 1,55	0,51

Com relação à medição de recalques, foram instaladas 4 placas de recalque superficial, uma em cada estaca. Não houve medição de recalques em profundidade.

II.4 - Estudos geotécnicos realizados

Para desenvolvimento do projeto foram efetuados diversos estudos geológico-geotécnicos (Coutinho, 1986) os quais consistiram de um extenso programa de ensaios convencionais de campo e laboratório, investigações geológico-geotécnicas, bem como a construção de um aterro experimental instrumentado conduzido até a ruptura.

Os objetivos deste aterro foram os seguintes :

1^o) definição da resistência ao cisalhamento não drenada da camada de fundação mole e comparação com aquela referente ao ensaio de palheta no campo; 2^o) verificação da possibilidade de definição de método de controle de instabilidade (obtenção de sinais de ruptura) durante a construção; 3^o) obtenção de informações sobre a construção e comportamento do aterro sobre solo mole.

O local escolhido para implantação do aterro experimental situa-se a jusante e bem próximo ao eixo longitudinal da barragem, no trecho II (ver figura II.2) sobre depósito de solos orgânicos argilosos moles. A espessura de solos

orgânicos, à época da construção do aterro experimental, era aproximadamente igual a 7,5 m. O trecho II é aquele onde se concentram os dados de instrumentação fornecidos por Coutinho (1990). Deste modo, este trecho, basicamente compreendido entre as estacas 15 e 30, é o trecho onde se concentram os estudos de previsão de recalque e poropressão desta dissertação. Cabe ressaltar, enfim, que, por ocasião da construção da barragem, houve remoção de parte superficial do depósito de argila mole (crosta) de cerca de 3 m. Os estudos, portanto, serão baseados no adensamento do depósito com espessura variável de 2,8m a 4,2m.

Todas as análises aqui apresentadas foram baseadas nas sondagens e nos ensaios de laboratório e de campo realizados para o aterro experimental, tendo em vista a proximidade deste à barragem, bem como relativa homogeneidade das camadas identificadas nos dois locais.

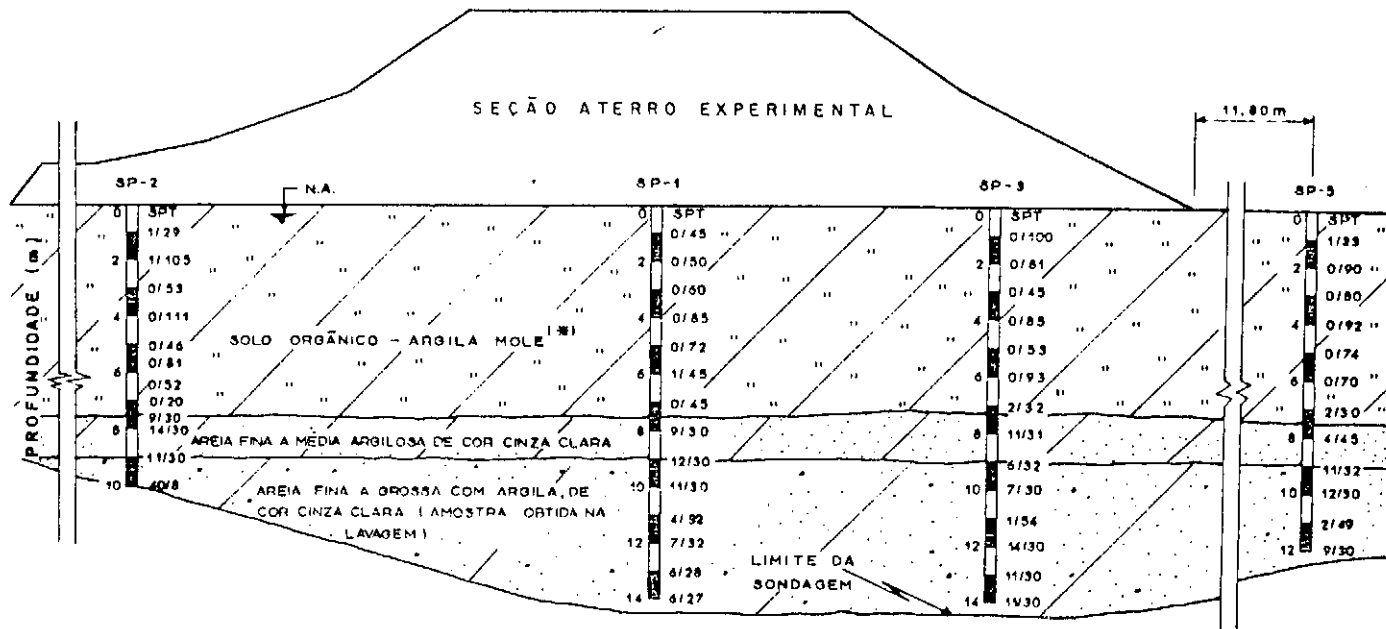
As campanhas de sondagem no local do aterro experimental com vistas ao reconhecimento e obtenção de amostras para ensaios de laboratório deram origem ao perfil geotécnico geral do sítio da barragem apresentado na figura II.4. O perfil apresenta estrato de solo argiloso orgânico mole com 7,5 metros de espessura aproximada com valores de SPT 0/20 a 0/100, sobrejacente a sedimentos arenosos mais resistentes com presença de argila, com valores de SPT em torno de 10.

II.5 - DESCRIÇÃO DO DEPÓSITO DE ARGILA MOLE

II.5.1 - Características básicas

O depósito original, constituía-se, segundo Coutinho (1986), de pelo menos seis camadas com teores diversos de matéria orgânica. A tabela II.2 apresenta as faixas de profundidade, descrição táctil-visual e os valores de umidade típicos. Os contatos entre camadas foram considerados com direção horizontal ao longo da área de interesse.

FIG. II.4 - PERFIL GEOTÉCNICO - SEÇÃO TRANSVERSAL
(Coutinho, 1986)



IMINOTA: A DESCRIÇÃO TÁTIL VISUAL DAS CAMADAS QUE COMPÕEM A FUNDAÇÃO SOLO ORGÂNICO MOLE ESTÁ APRESENTADA NA TABELA II.2.

(Coutinho, 1986)

12

No capítulo V são apresentados os perfis geotécnicos com a respectiva interpretação das camadas que permaneceram, ou seja, que não foram removidas por ocasião da construção da barragem, como citado no item II.1.3.

II.5.2 - Índices Físicos

Como parte dos estudos geotécnicos preliminares para projeto, foram feitos ensaios de caracterização física, química e mineralógica, a cada 0,5 m de profundidade, utilizando material obtido de amostradores com dois diferentes diâmetros (ϕ 67 mm e ϕ 127 mm).

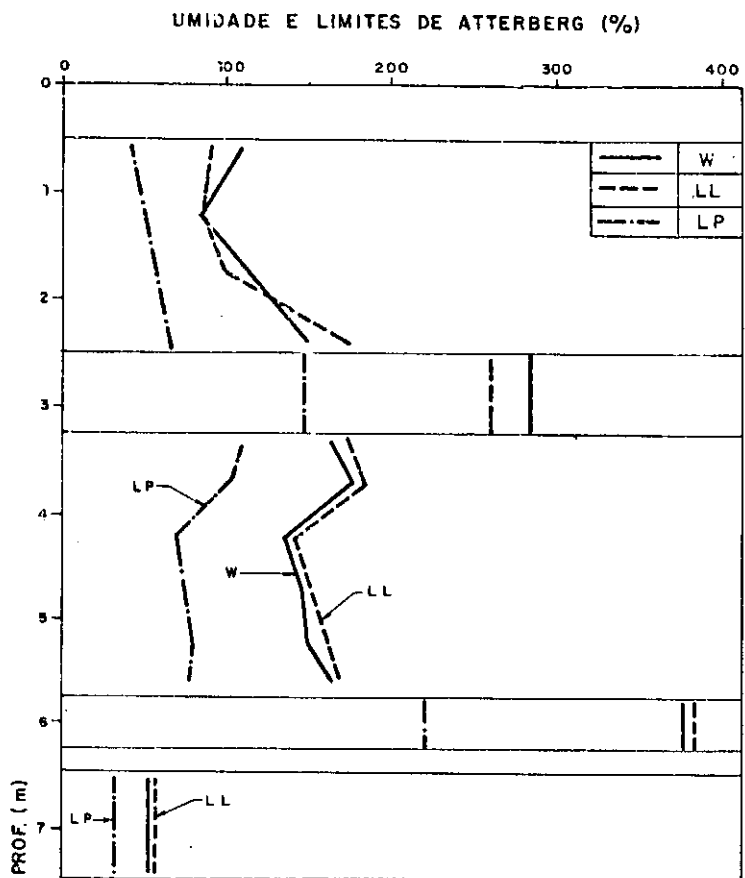
As figuras II.5 e II.6 mostram a variação dos índices físicos com a profundidade. A figura II.7 apresenta correlação entre unidade natural e a densidade de grãos e a II.8 a carta de plasticidade com o posicionamento dos solos moles de fundação na mesma. Estas figuras muito contribuem para compreensão do carácter turfosso de fundação.

II.5.3 - Parâmetros de Compressibilidade

Os ensaios oedométricos realizados em amostras de boa qualidade proporcionaram a obtenção de parâmetros de compressibilidade (incluindo adensamento secundário), história de tensões do depósito, parâmetros relativos à velocidade de variação de volume (coeficiente de adensamento), e coeficiente de permeabilidade (método indireto) das camadas em função do índice de vazios. No cálculo dos ensaios, os parâmetros foram determinados conforme mostra a figura II.9. Maiores detalhes quanto à execução destes ensaios podem ser obtidos em Coutinho (1986).

A compressão secundária foi caracterizada por Coutinho (1986) pela inclinação do trecho inicial retilíneo na curva deformação versus log tempo após o término do adensamento primário.

FIG. II.5 - CARACTERIZAÇÃO (1) VS. PROFUNDIDADE
(Coutinho, 1986)



NOTAS:

1- NAS CAMADAS DE PEQUENA ESPESURA FOI ADOPTADO UM ÚNICO VALOR.

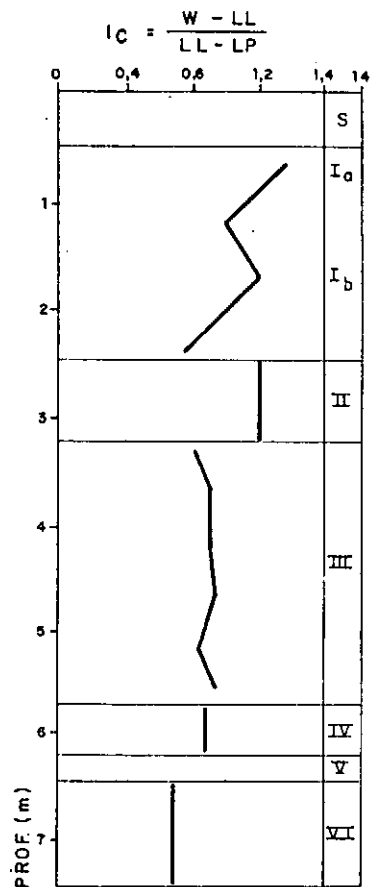
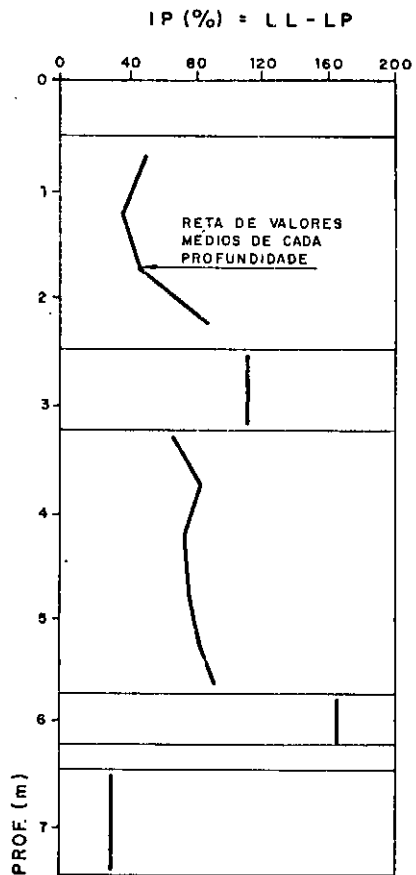
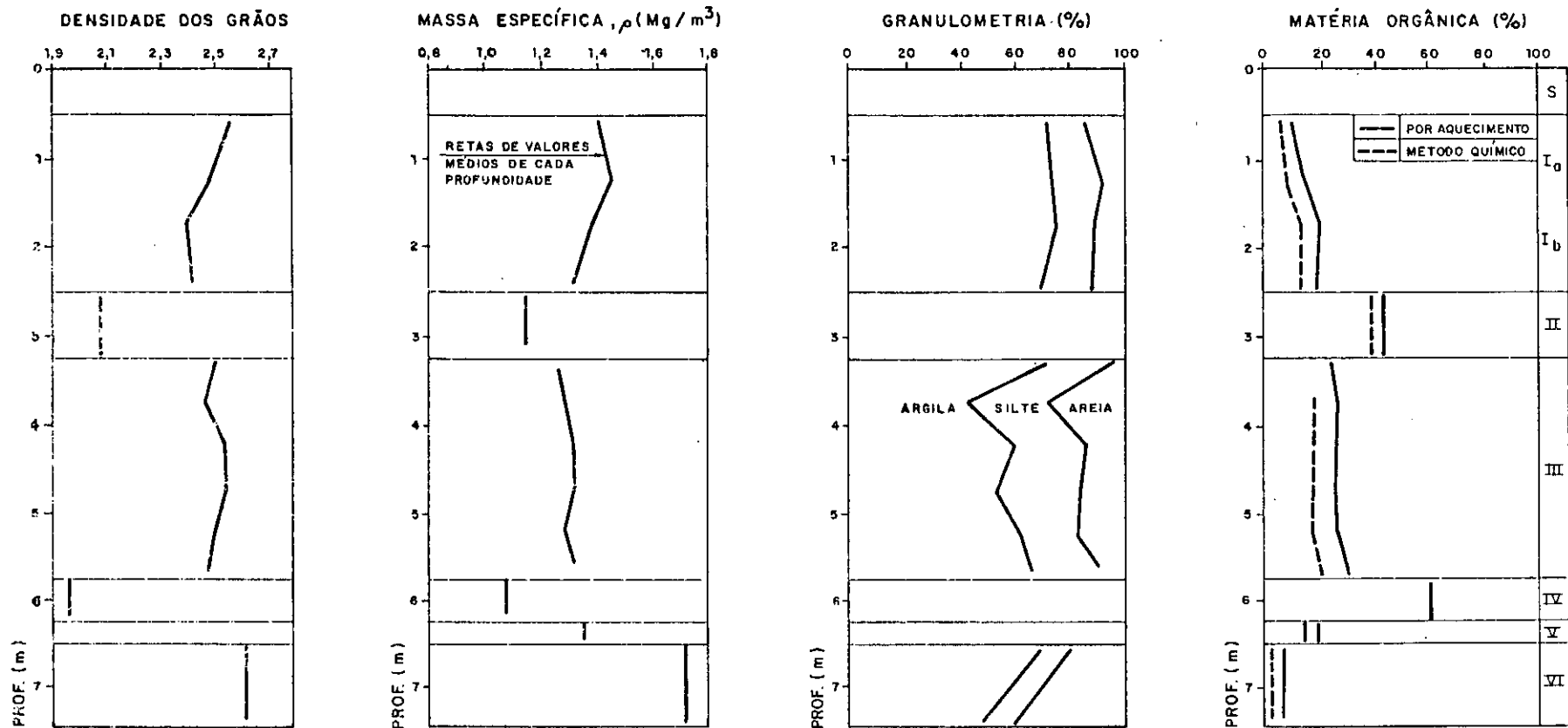


FIG. II.6 - CARACTERIZAÇÃO (2) VS. PROFUNDIDADE
(Coutinho, 1986)



NOTAS:

(1) GRANULOMETRIA — a) OS VALORES APRESENTADOS DE CADA PROFUNDIDADE SÃO MÉDIAS DE DOIS ENSAIOS.

b) OS VALORES NÃO FORAM PLOTADOS EM VIRTUDE DOS ENSAIOS TEREM APRESENTADO ANÔMALOS, DEVIDO A GRANDE PRESENÇA DE MADEIRA NESTAS PROFUNDIDADES.

(2) NAS CAMADAS DE PEQUENA ESPESSURA FOI ADOPTADO ÚNICO VALOR MÉDIO.

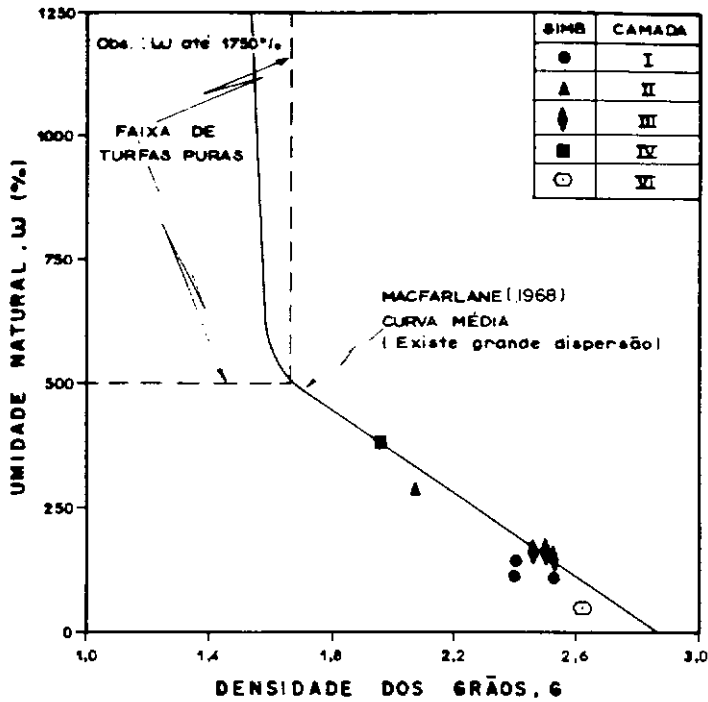


FIG. II.7 - UMIDADE NATURAL VS. DENSIDADE DOS GRÃOS
(Coutinho, 1986)

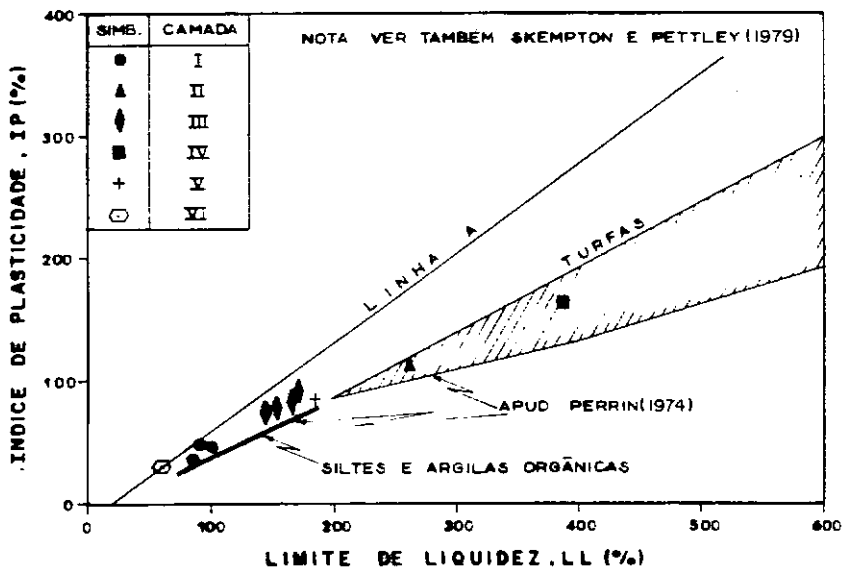
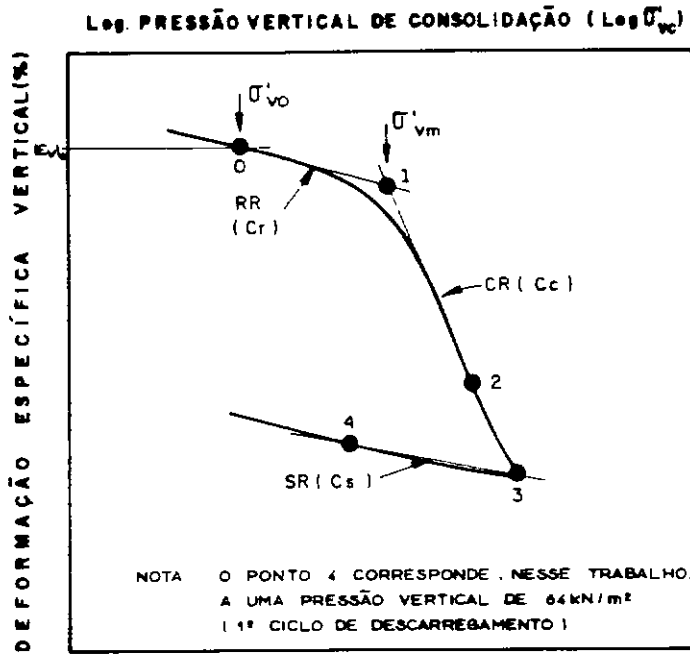


FIG. II.8 - CARTA DE PLASTICIDADE - SOLOS MOLES DE FUNDAÇÃO
(Coutinho, 1986)



$$\epsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$$RR = \frac{(\epsilon_v)_1 - (\epsilon_v)_0}{(\Delta \log \bar{\sigma}'_{vc})_{0-1}}$$

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0}$$

$$CR = \frac{(\Delta \epsilon_v)_{1-2}}{(\Delta \log \bar{\sigma}'_{vc})_{1-2}}$$

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

$$SR = \frac{-(\Delta \epsilon_v)_{3-4}}{(\Delta \log \bar{\sigma}'_{vc})_{3-4}}$$

$$SR = \frac{C_s}{1 + e_0}$$

FIG. II.9 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE (Coutinho, 1986)

As figuras II.10 a II.12 apresentam os valores de índice de vazios, índice de compressão virgem (e_0, C_c), de pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}), da razão de pré-adensamento (OCR) e dos coeficientes de recompressão, compressão e expansão (RR, CR e SR) ao longo da profundidade.

A figura II.13 apresenta curvas típicas de deformação (ϵ_v (%)) versus log da tensão vertical efetiva de adensamento (σ'_{vc}).

Os valores do coeficiente de adensamento foram plotados contra a tensão vertical média do incremento de carga correspondente, conforme mostrado na figura II.14.

Alguns resultados do coeficiente de compressão secundária, $C_{\alpha\epsilon} = \Delta\epsilon_v / \log t$ em função da tensão vertical de consolidação estão apresentados na figura II.15.

II.5.4 - Permeabilidade

Todos os dados de permeabilidade foram fornecidos por Coutinho (1990), sendo fundamentais para as análises numéricas objeto desta tese. No capítulo V, estes dados são tratados, sob forma de curvas $e \times \log k$ e que definem o parâmetro C_k , coeficiente que mede a variação da permeabilidade com o índice de vazios. Tal índice constitui importante dado de entrada para as análises numéricas da presente tese que consideram as variações de permeabilidade ao longo do processo de adensamento.

Cabe apresentar ainda alguns resultados de coeficiente de permeabilidade obtidos de ensaios de dissipação com piezômetros Casagrande instalados na fundação (camada III) do aterro experimental, conforme tabela II.3. Maiores detalhes quanto a execução de tais ensaios podem ser encontrados em Coutinho (1986).

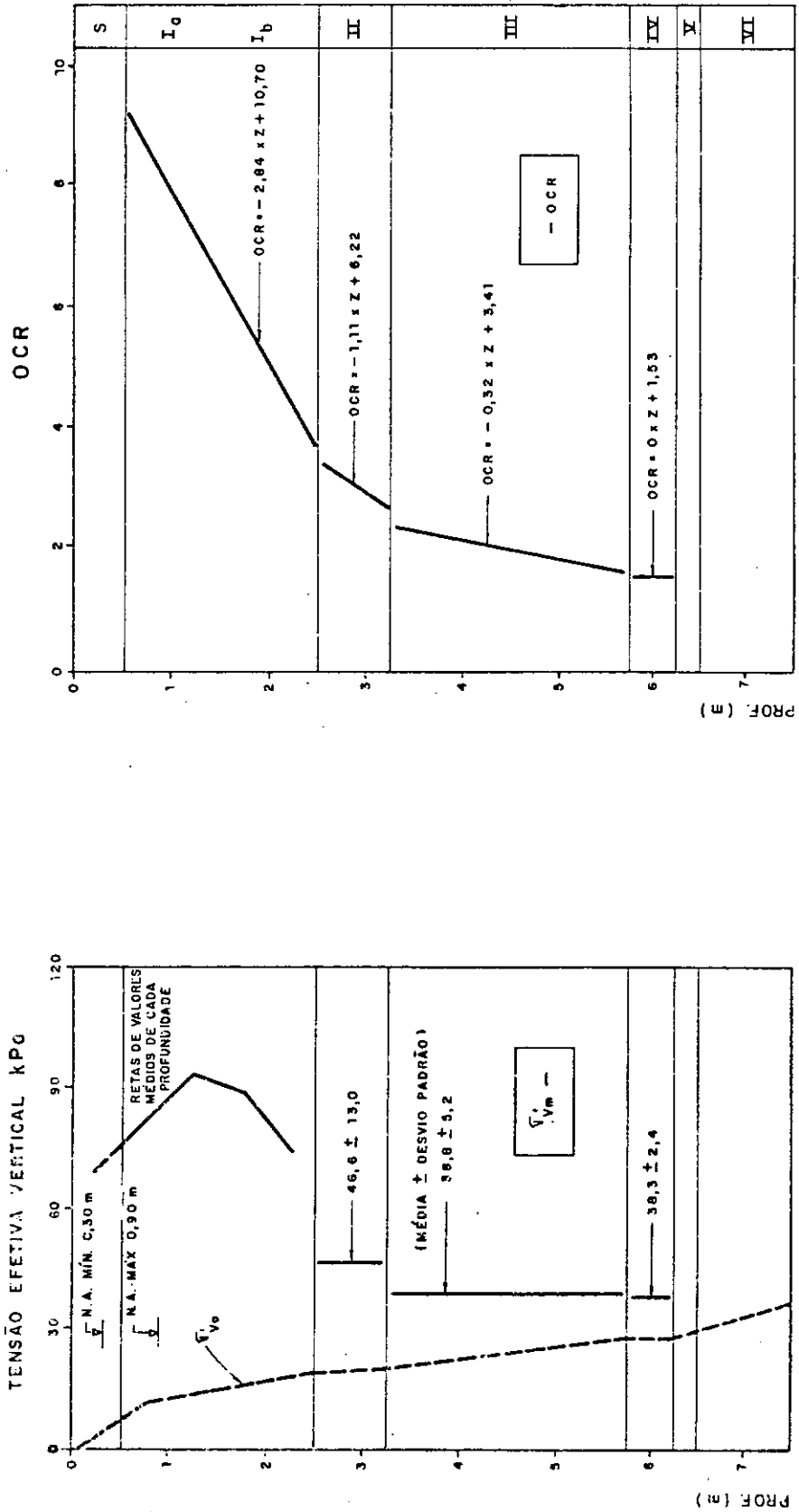


FIG. II.10 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - HISTÓRIA DE TENSÕES
(Coutinho, 1986)

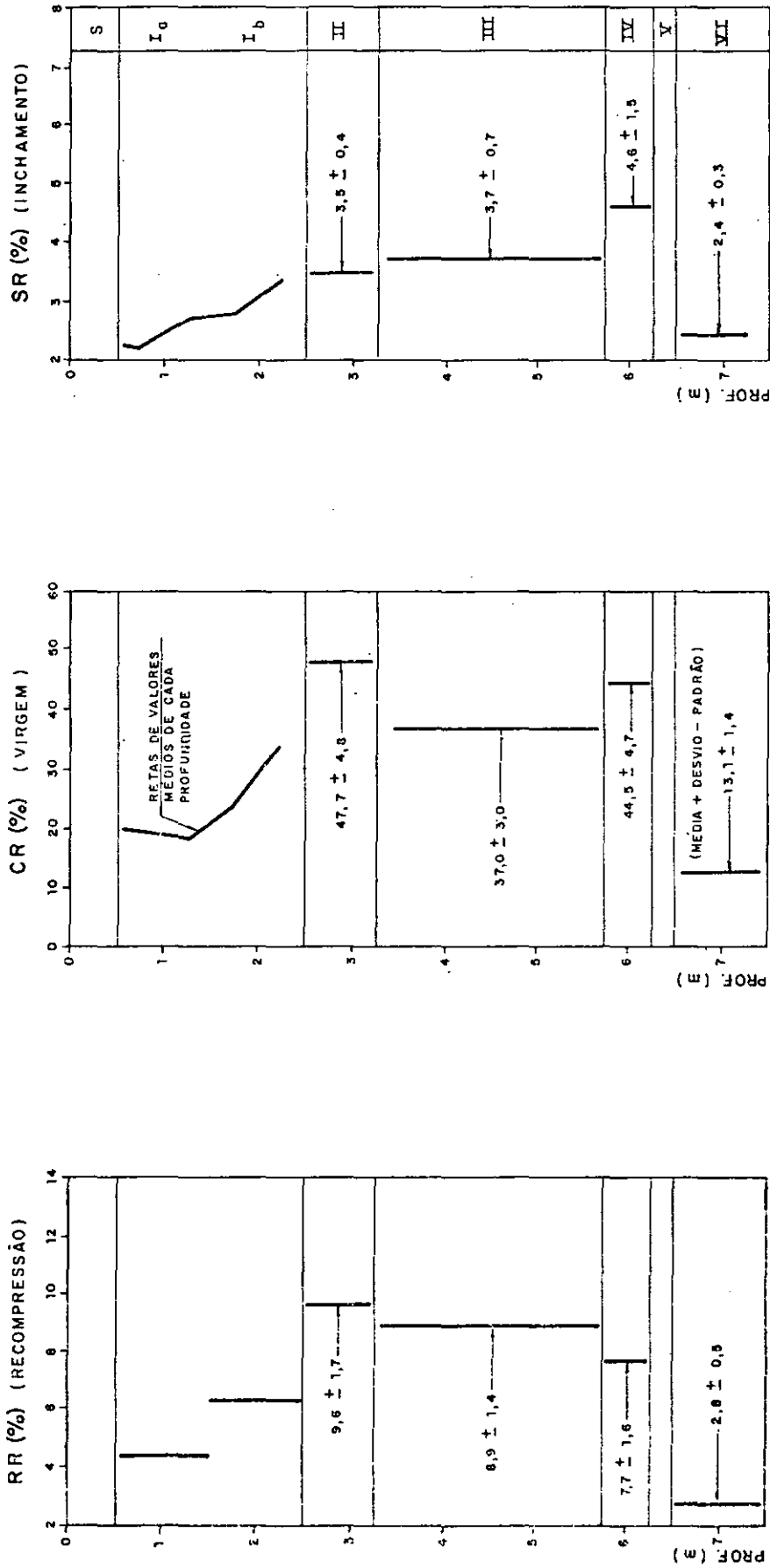


FIG. II.11 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - PARAMETROS RR, CR E SR VS. PROFUNDIDADE (Coutinho, 1986)

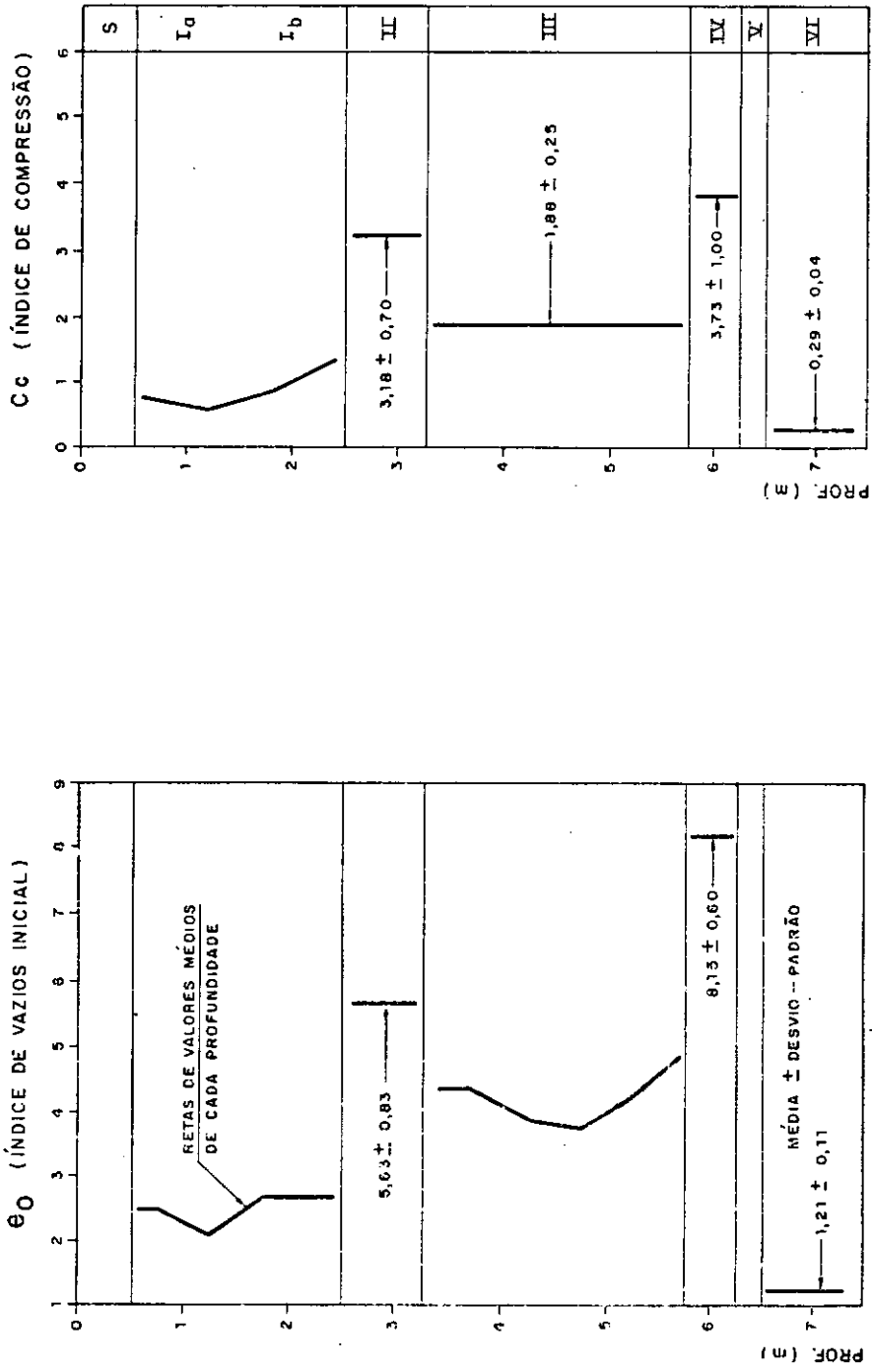


FIG. II.12 - ENSAIOS OEDOMÉTRICOS - VALORES DE ÍNDICES DE VAZIOS E DE COMPRESSÃO (Coutinho, 1986)

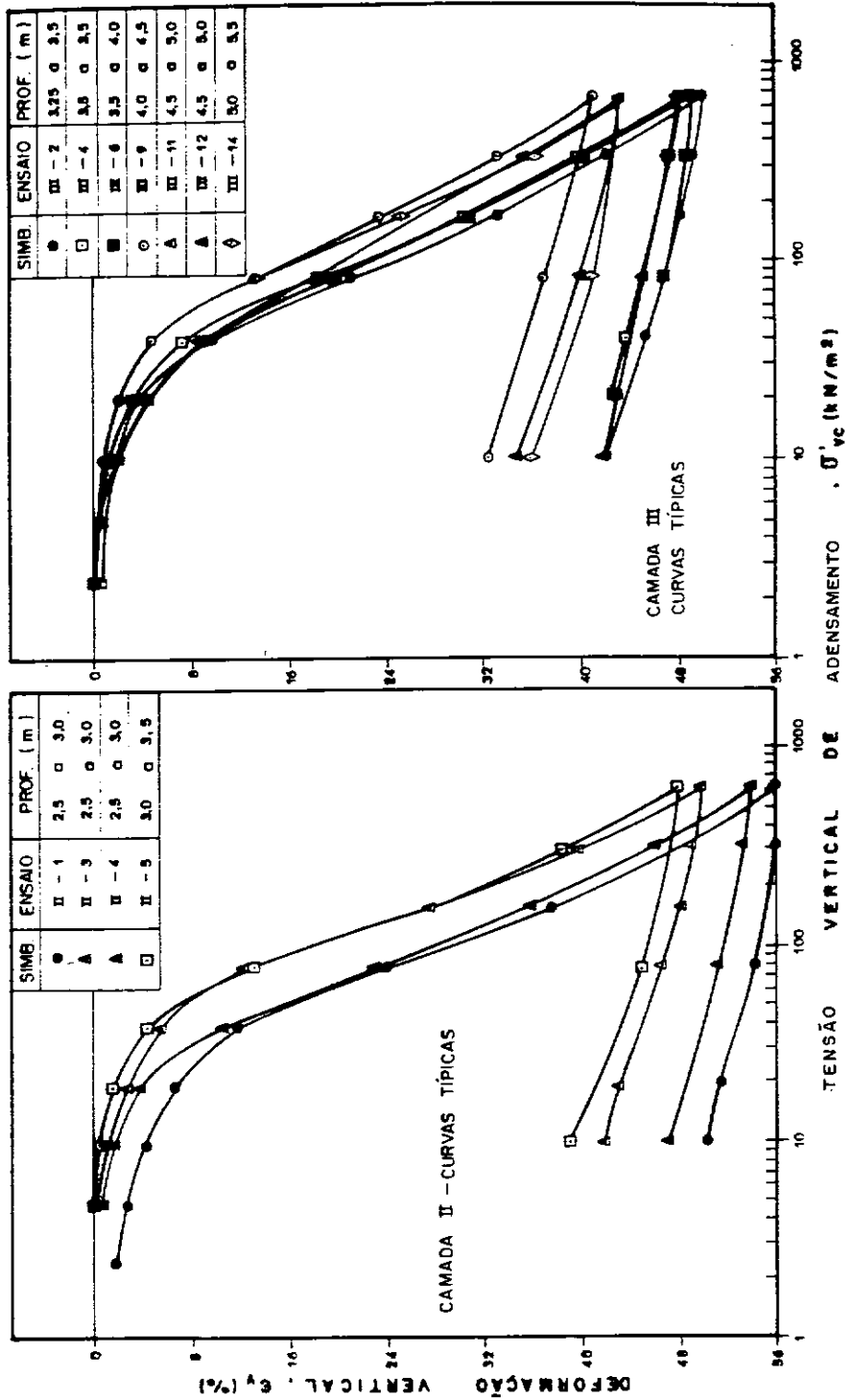
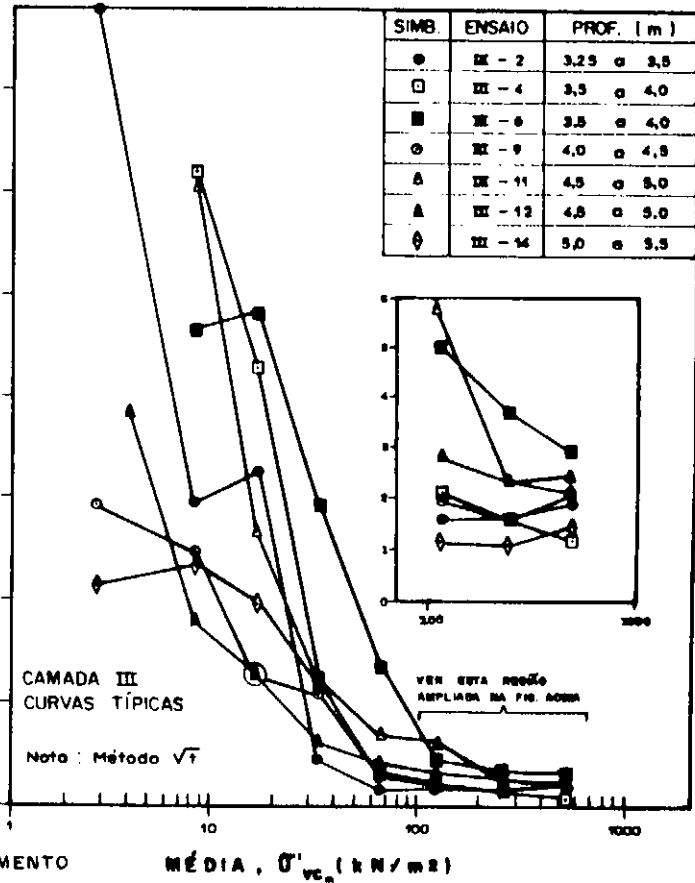
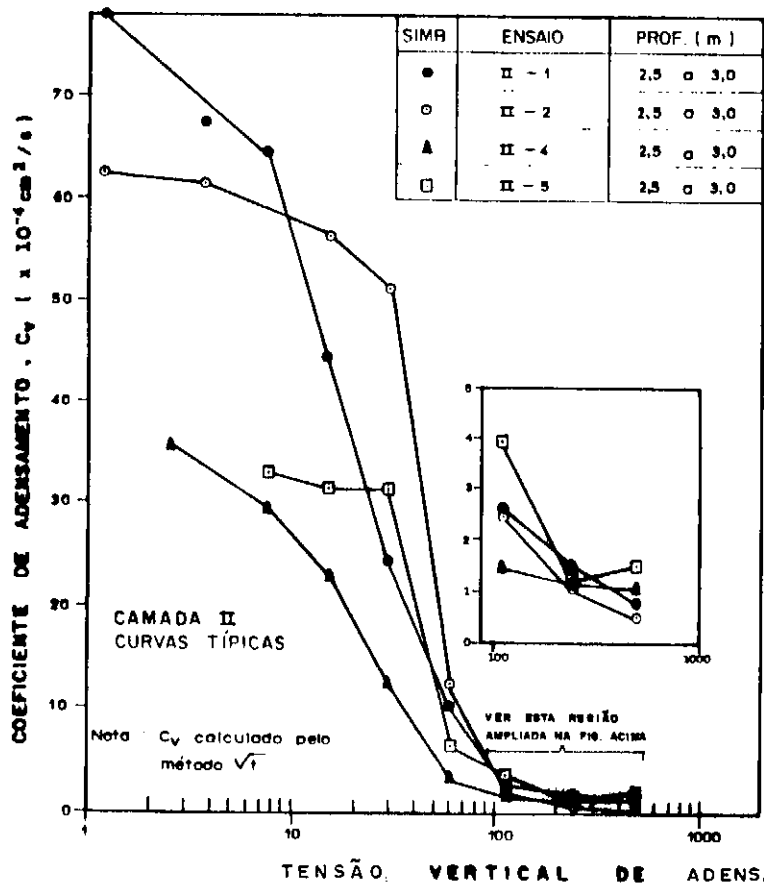


FIG. II.13 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - CURVAS ϵ_v VS. LOG σ'_{vc}
(Coutinho, 1986)

FIG. II.14 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - CURVAS C_v VS. $\log \sigma'_{vc}$
(Goulinho, 1986)



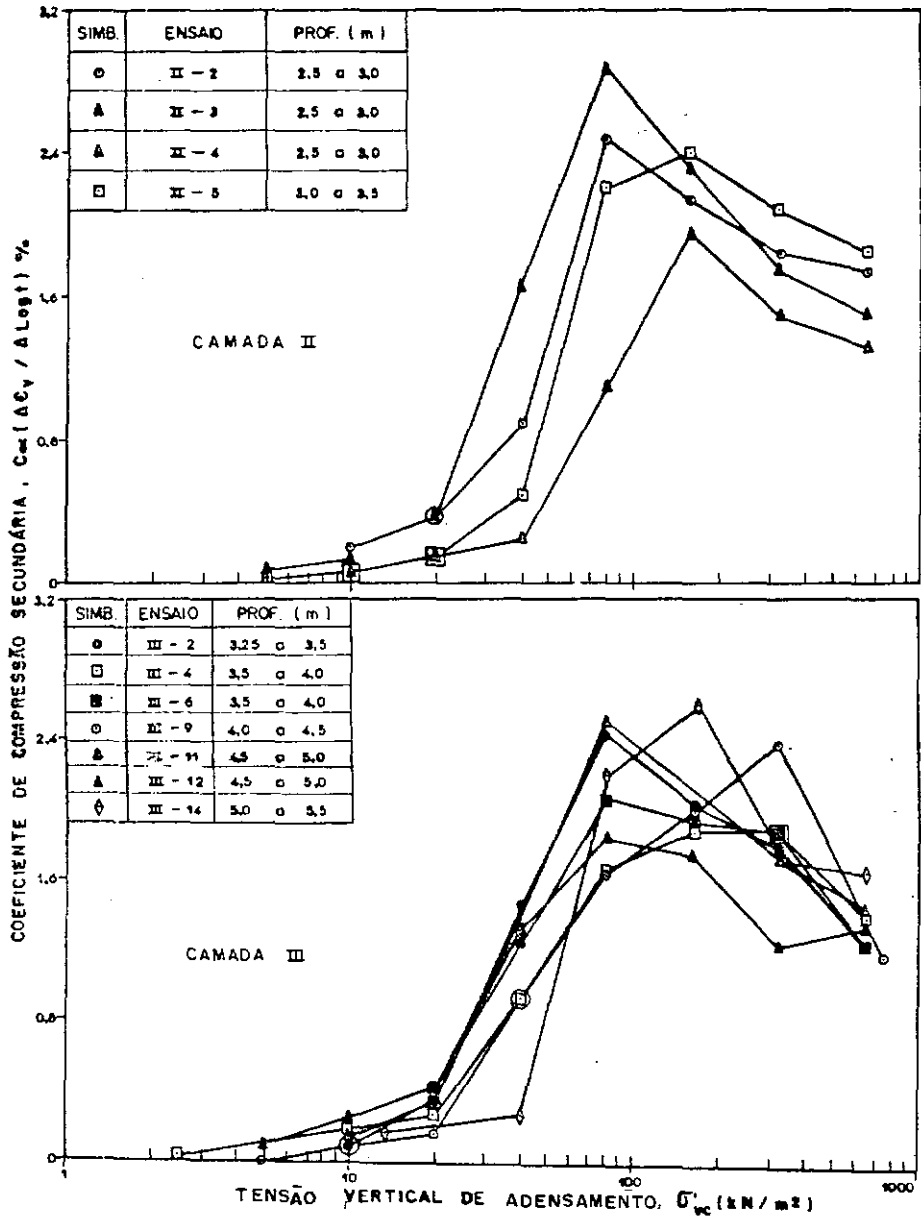


FIG. II.15 - ENSAIOS OEDOMETRICOS - CURVAS $C_{\alpha\epsilon}$ VS. $\log \sigma'_{vc}$
(Coutinho, 1986)

Tabela II.3 - ENSAIOS DE DISSIPACÃO - PIEZÔMETROS
(Coutinho, 1986)

PIEZÔMETRO	PROF. (m)	TEMPO DE RESPOSTA		COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE $k (10^{-9} \text{ m/s})$
		BÁSICO (min)	90% EQUALIZ. (min)	
PC - 3	3,5	18,7	43,0	2,2
PC - 8	4,0	18,7	43,0	2,2
PC - 9	4,0	18,7	43,0	2,2
PC - 5	4,5	60,0	138,0	0,6
PC - 7	4,0	60,0	138,0	0,6

II.5.5 - Discussão dos Resultados

Os ensaios de adensamento oedométrico evidenciaram certo pré-adensamento ao longo da profundidade e das camadas do depósito mole. Os valores de OCR tenderam a decrescer linearmente com a profundidade e com a sequência das camadas de acordo com as seguintes equações :

CAMADA	EQUAÇÃO	VALORES MÉDIOS
I	$OCR (Z) =$	$10,7 - 2,84 z$
II	$OCR (Z) =$	$6,22 - 1,11 z$
III	$OCR (Z) =$	$3,41 - 0,32 z$
IV	$OCR (Z) =$	$1,53 - 0,00 z$

Os valores dos parâmetros de compressibilidade RR , CR e SR apresentaram-se normalmente distintos para cada camada, especialmente o coeficiente de compressão (CR) que apresentou menor dispersão (Fig. II.11). Igualmente, os valores de e_0 , C_c e os seus valores médios são distintos em cada camada. Estudos e discussões mais detalhados, inclusive relacionando o teor de matéria orgânica com os valores dos parâmetros de compressibilidade, são apresentados em Coutinho (1986).

O valor do coeficiente de adensamento encontrado foi substancialmente maior na região de recompressão do que na região de compressão virgem. Esse comportamento é característico de amostras de boa qualidade nos solos argilosos (Coutinho, 1986). Os valores de c_v foram em geral distintos em cada camada. Na região pré-adensada, os valores se situam em geral de 20 a $70 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Na região de compressão virgem, c_v apresenta-se ligeiramente decrescente ou praticamente constante com o acréscimo de pressão, com os valores em torno de $10 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ nas camadas I e VI; entre 1 a $30 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ nas camadas II e III e entre 1 a $100 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ na camada IV (mais orgânica) com uma forte dispersão nesta camada.

Os valores de $C_\alpha = \Delta \epsilon_v / \log t$ obtidos nas diversas camadas foram normalmente bem pequenos para baixas pressões, aumentando então rapidamente em torno da pressão de pré-adensamento e atingindo um máximo em pressão superior a σ'_{vm} , decrescendo em seguida, com o aumento da pressão. Esta forma de curva é bastante concordante com o descrito por Ladd (1977) e o observado nas argilas orgânicas moles de Sarapuí - RJ (Coutinho, 1983). Na bibliografia tem sido citado que os solos altamente orgânicos apresentam adensamento secundário importante (Mesri, 1973 e Godlewski, 1977). Coutinho (1986) apresenta quadro, transcrito na tab. II.4, onde são apresentadas para algumas camadas, as faixas básicas dos valores máximos obtidos para C_α , junto com os valores representativos dos teores de matéria orgânica (TMO).

Tabela II.4 - PARÂMETROS DE COMPRESSÃO SECUNDÁRIA - FAIXA DE VALORES E RELAÇÕES COM TMO e CR.
(Coutinho, 1986)

CAMADA	$C_{ae \text{ max}}$ (%)		TMO (%) média	$C_{ae \text{ max}} / CR$ (valores médios)
	FAIXA	MÉDIA		
Ib	0,84 - 1,20	1,02	18	0,043 - 0,030
II	1,92 - 2,84	2,35	43	0,050
III	1,80 - 2,85	2,36	25	0,060
IV	1,84 - 2,84	2,40	60	0,055
VI	0,33 - 0,58	0,42	0 - 1	0,032

Mesri e Choi (1985) e Mesri e Godlewski (1977) indicam para a maioria das argilas moles inorgânicas altamente plásticas C_{ae}/C_c (ou C_{ae}/CR) = $0,04 \pm 0,01$ e para as argilas orgânicas altamente plásticas C_{ae}/C_c (ou C_{ae}/CR) = $0,05 \pm 0,01$. Pode ser observado pela tabela acima que os valores observados nos ensaios realizados por Coutinho (1986) se enquadram no preconizado pelos autores.

Os valores de coeficiente de permeabilidade situam-se na faixa esperada para solos argilosos orgânicos, sendo seus valores (tab. II.3) similares aos observados para Sarapuí (Coutinho et al, 1976, Ortigão et al, 1979).

CAPITULO III

TEORIA DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL E MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

III.1 - Introdução

Este capítulo discute inicialmente a teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi em relação às suas hipóteses básicas, restrições, e aplicabilidade da mesma à luz do fenómeno real de adensamento.

A seguir apresenta-se o método numérico de diferenças finitas como uma ferramenta matemática utilizada na análise do problema de adensamento unidimensional. Descrevem-se os métodos de resolução explícito e implícito, as equações de recorrência geral e de fronteira, bem como algoritmos de cálculo de recalques e grau de adensamento.

III.2 - Teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi

III.2.1 - Considerações Gerais

A história da Mecânica dos Solos moderna está intimamente ligada ao desenvolvimento da teoria de adensamento clássica de Terzaghi (1923). Esta teoria, primeira a desenvolver um procedimento baseado em rigor matemático para o assunto, não só possibilitou aos engenheiros previsão da velocidade de recalque de estruturas construídas sobre solos argilosos, como teve o mérito de isolar as variáveis que controlam o processo de adensamento.

A prática estabelecida recorre à teoria de Terzaghi e aos resultados do ensaio oedométrico para definição dos parâmetros característicos do comportamento do solo. Entretanto esta teoria não conduz necessariamente a resultados satisfatórios, tendo em vista algumas limitações abaixo descritas.

Na formulação matemática utilizada por Terzaghi, foram adotadas diversas hipóteses simplificadoras, das quais algumas possuem consequências muito importantes sobre a possibilidade de aplicação desta teoria no estudo de um caso real. Diante de previsões nem sempre satisfatórias, é necessário reexaminar os fundamentos da teoria de modo a verificar em que medida esta se afasta das condições reais de campo. Para tanto, apresenta-se a seguir breve descrição do fenómeno do adensamento, incluindo-se críticas às diversas hipóteses da teoria clássica e comentários sobre diversas propostas de extensão da teoria de Terzaghi.

III.2.2 - Princípio do fenómeno do adensamento

Seja uma amostra de solo de volume V , que se submete a uma variação do estado de tensão definido por $\Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_2$ e $\Delta\sigma'_3$. Para pequenas deformações e admitindo-se comportamento elástico e isotrópico para o solo, obtém-se uma deformação volumétrica $\Delta V/V$, definida por :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \frac{1 - 2\nu'}{E'} (\Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2 + \Delta\sigma'_3) \quad (\text{III.1})$$

ou

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3(1 - 2\nu')}{E'} \Delta\sigma'_{\text{oct}} \quad (\text{III.2})$$

onde E' e ν' são os módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson respectivamente e $\Delta\sigma'_{\text{oct}}$ a variação da tensão octaédrica.

Supondo-se esta amostra perfeitamente saturada por fluido incompressível, carregamento não drenado, tem-se uma deformação volumétrica nula. Isto impõe que $\Delta\sigma'_{\text{oct}} = 0$ e por conseguinte:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{\text{oct}} \quad (\text{III.3})$$

Com o passar do tempo, observam-se os seguintes fatos :

- 1) diminuição progressiva do excesso de poropressão do valor inicial $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$ ao valor final nulo;
- 2) crescimento simultâneo das tensões efetivas do valor inicial nulo ao valor final $\Delta \sigma_{oct} = \Delta \sigma'_{oct} + u$;
- 3) desenvolvimento de deformações volumétricas com o aumento das tensões efetivas.

No caso geral todos os componentes do tensor de tensões variam quando do carregamento da fundação, sendo as deformações volumétricas governadas pela equação III.1. Por outro lado, o fluxo da água intersticial é geralmente tridimensional, devendo neste caso o fenômeno ser analisado em três dimensões.

III.2.3 - Apresentação das hipóteses e respectivas críticas

A formulação de Terzaghi (1923) aborda um caso particular simples, ou seja aquele do adensamento unidimensional de uma camada fina submetida a uma carga uniforme de grande extensão. São formuladas as oito hipóteses abaixo :

- 1) deformações unidimensionais;
- 2) solo saturado;
- 3) grãos do solo e fluido intersticial incompressíveis;
- 4) solo homogêneo;
- 5) os parâmetros do solo (e.g., módulo de deformação volumétrica e permeabilidade) constantes durante o adensamento;
- 6) drenagem unidimensional e obedecendo à Lei de Darcy;
- 7) relação linear entre tensões efetivas e variações de volume do solo;
- 8) inexistência de compressão secundária;

Tavenas (1979) analisa cada uma das hipóteses citadas considerando o limite de validade de cada uma delas, conforme apresentado abaixo.

Hipótese 1 - Deformação unidimensional

Esta hipótese permite caracterizar a compressibilidade através do módulo de deformação volumétrica obtido do ensaio oedométrico, além é claro de simplificar o cálculo que passa a

considerar somente a componente vertical do tensor de tensões induzidas sobre a fundação.

Adicionalmente, esta hipótese implica necessariamente que no instante $t = 0$ o excesso de poropressão seja igual à variação de tensão vertical imposta ($\Delta u = \Delta \sigma_v$). Diferentemente, em obras reais, o estado de deformação não será exatamente uniaxial. Nestas condições, no instante $t=0$, $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$ e $\Delta \sigma_{oct}$ assume valores da ordem de 0,7 a 0,9 vezes $\Delta \sigma_v$, segundo Tavenas (1979). Para consideração de tal fenômeno, Skempton e Bjerrum (1957) propuseram correção do recalque oedométrico em função do adensamento tridimensional real.

No caso da barragem de Juturnaíba a hipótese de deformação unidimensional é praticamente satisfeita devido à grande extensão do aterro compactado em relação à espessura do depósito remanescente, como será visto no capítulo V.

Hipóteses 2 e 3 - Saturação completa e incompressibilidade dos grãos do solo e do fluido intersticial

Estas hipóteses permitem afirmar que, no instante $t=0$, $\Delta u = \Delta \sigma_v$, em condição oedométrica. A experiência de Tavenas (1979) indica que em geral os solos argilosos possuem pequenas quantidades de gás provenientes da decomposição de matéria orgânica, ou seja, um grau de saturação inferior a 100%. Este gás apresenta-se sob a forma de bolhas de ar ou na condição de gás solubilizado na água, tornando desta forma compressível a fase fluida constituinte do solo. Diante de tal fato, poderão ocorrer deformações volumétricas sem que haja necessariamente variação de tensões efetivas.

Como será comentado no capítulo V, o depósito de Juturnaíba revelou graus de saturação na faixa de 98 a 100%. Análises com o programa CONMULTM-78, que considera a não saturação do solo, concluíram ser muito pequena a influência desta condição no valor dos recalques previstos.

Hipóteses 4 e 5 - Homogeneidade do solo e constância dos parâmetros de adensamento do solo

Estas hipóteses são necessárias de modo que o coeficiente de adensamento c_v seja uma constante, permitindo assim uma solução exata da equação diferencial clássica de adensamento.

Com efeito, a princípio, é muito raro encontrar-se um depósito homogêneo de argila. Sabe-se também que propriedades do solo, tais como coeficiente de permeabilidade e módulo de compressibilidade variam em função do índice de vazios (Schiffman et al, 1964 e Werneck et al, 1978) sendo portanto, variáveis ao longo do processo de adensamento. Portanto uma argila inicialmente homogênea, torna-se necessariamente heterogênea durante o processo.

A hipótese de c_v constante é uma crítica usualmente feita à teoria de Terzaghi já que este é função da permeabilidade, da tensão efetiva e da compressibilidade do solo, todas estas variáveis no processo de adensamento. Segundo Gibson et al (1967) os erros originários desta consideração vão depender da magnitude do incremento de carga e das variações do índice de vazios.

Para definição correta do comportamento hidrodinâmico do solo Tavenas et al (1979) propõe que este seja realizado não em função de c_v , mas sim através de leis de variação da permeabilidade e do índice de compressibilidade com o índice de vazios e com a tensão efetiva.

Em casos reais a solução de Terzaghi poderá não se aplicar, devendo-se então recorrer a métodos de cálculo como o diferenças finitas, que permitam considerar a não homogeneidade do solo e a variação das propriedades geotécnicas da argila ao longo do adensamento.

Hipótese 6 - Drenagem unidimensional e validade da Lei de Darcy

A hipótese de drenagem unidimensional permite dedução de uma expressão simples relacionando variações de poropressão em função do tempo e da profundidade. Segundo Tavenas (1979), raramente em fundações de obras poderão reunir-se as condições geométricas necessárias à condição de fluxo unidimensional. Em geral observa-se fluxo bidimensional, portanto mais rápido.

A aplicação direta da Lei de Darcy desperta também discussão. As condições de ensaio oedométrico correspondem a gradientes hidráulicos muito elevados. Tavenas (1979) questiona se os parâmetros assim medidos, e em particular o coeficiente de permeabilidade, podem ser aplicáveis às condições de campo onde os gradientes são muito menores.

Hipótese 7 - Relação linear entre tensões efetivas e variações de volume do solo.

Esta hipótese intervém em dois níveis no desenvolvimento e utilização da solução de Terzaghi. De um lado, permite relacionar as variações de volume à variação de poropressão transformando a equação

$$\frac{-k}{\gamma_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{III.4})$$

na equação

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k (1 + e)}{\gamma_v a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (\text{III.5})$$

onde k = coeficiente de permeabilidade

γ_v = peso específico da água

u = poropressão

e = índice de vazios

t, z = variáveis representando o tempo e a profundidade respectivamente

Dependendo de vários fatores, esta hipótese pode não se verificar na natureza. O próprio Terzaghi faz hipótese contraditória em relação à acima admitindo uma relação linear entre deformações volumétricas e o logaritmo da tensão efetiva no cálculo de recalques (Terzaghi e Peck, 1965).

A hipótese linear conduz em certos casos a diferenças significativas entre o grau de adensamento médio calculado em termos de poropressões com o calculado em termos de recalques (Terra, 1988, Tavenas et al, 1979).

Hipótese 8 - Ausência de compressão secundária

Trata-se de uma hipótese simplista como pode ser constatado em ensaios de laboratório com argilas altamente plásticas, as quais apresentam quantidade significativa de compressão secundária. Tendo em vista o maior interesse recente por este fenômeno, a hipótese 8 será discutida de forma mais alongada que as demais.

No capítulo IV estão apresentados estudos realizados pelo S.G.I., onde observações de aterros instrumentados apresentaram deslocamentos verticais muito diferentes daqueles previstos pela teoria clássica tanto em valores absolutos quanto em termos de velocidade. Cabe citar que as condições de campo se aproximavam da condição oedométrica e que as previsões foram realizadas levando em conta variações de compressibilidade e de permeabilidade durante o processo. Os próprios estudos da barragem de Juturnaíba, detalhados no capítulo V, revelaram que a não consideração da compressão secundária implicaria em previsões menos satisfatórias.

Mitchell(1976) define "creep" drenado como deformações cisalhantes ou volumétricas dependentes do tempo controladas por "resistência viscosa" da estrutura do solo que ocorre sob condições drenadas ou não drenadas. Supõe-se que o "creep" drenado ocorra dentro de condições de tensão efetiva constante. A compressão secundária refere-se ao caso específico do

"creep" drenado que segue o adensamento primário para carregamento unidimensional.

A compressão secundária é aproximada por uma relação linear entre deformação(ϵ) ou índice de vazios(e) e o logaritmo do tempo(t). A taxa de compressão secundária é em geral expressa por:

$$C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t \quad \text{ou} \quad C_{\alpha \epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta \log t \quad (\text{III.6})$$

Ladd et al (1977) mostram que a compressão secundária afeta a compressibilidade geral de uma argila normalmente adensada com valores constantes de C_c e C_{α} , como ilustra a figura III.1. As curvas de compressão plotadas referem-se a três tipos de duração, correspondendo respectivamente ao final do adensamento primário ($t_p = 0,5$ hora), um dia e uma semana. A compressão secundária ("envelhecimento") produz um efeito de enrijecimento, isto é desenvolvimento de uma tensão de pré-adensamento(σ'_{vm}) maior que a inicial (σ'_{vo}), chamada por Bjerrum(1967) de tensão crítica.

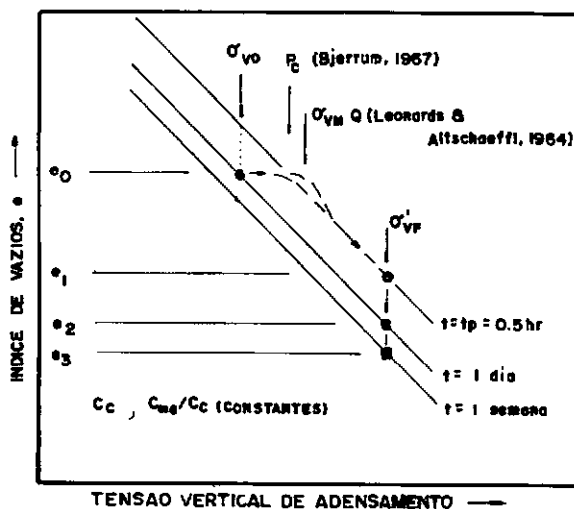


FIG. III.1 - EFEITO DA COMPRESSÃO SECUNDÁRIA EM ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL MEDIDO EM ENSAIO OEDOMÉTRICO EM ARGILA NORMALMENTE ADENSADA (Ladd et al, 1977).

O comportamento mostrado na figura III.1 afeta a interpretação dos resultados de ensaios oedométricos incrementais convencionais de muitas maneiras como descrito abaixo :

(1)O ensaio oedométrico padrão de um dia inclui tipicamente 1 a 2 ciclos de compressão secundária, o que resulta em subestimativa da tensão de pré-adensamento em comparação com aquelas obtidas de curvas relativas ao final do adensamento primário. A diferença, segundo Ladd (1973), varia tipicamente de 10 a 20%.

(2)O coeficiente de adensamento (c_v) é muito elevado durante os estágios iniciais do ensaio convencional incremental, por causa da reduzida compressibilidade inicial a qual é resultante do efeito de envelhecimento do incremento de carga anterior. O método de Taylor superestima, desta forma, o c_v médio (Scott,1963).

(3)Com incrementos de carga pequenos, a curva $\epsilon \times \log t$ não apresenta a forma em S característica e a teoria de Terzaghi não pode prever a razão de dissipação das poropressões, mesmo se a razão $\Delta u / \Delta \sigma_v$ é unitária quando do início do adensamento. Decréscimos substanciais de c_v durante os incrementos provavelmente contribuem para este comportamento (Ladd,1973). Entretanto, mesmo se c_v não mudar, a ausência de ponto de inflexão na curva $\epsilon \times \log t$ com incrementos de carga menores que 0,2 podem ser explicados em termos de valores típicos de $C_{\alpha 0} / C_c$ (Mesri e Godlewski,1977).

Mesri e Godlewski (1977) mostram através de ensaios edométricos de alta qualidade que o coeficiente de compressão secundária(C_{α}) está intimamente correlacionado com a compressibilidade apresentada pelo solo durante o adensamento primário. Em particular, na faixa de solos normalmente adensados com inclinação constante da linha de compressão virgem a razão $C_{\alpha 0} / C_c$ é aproximadamente constante e igual a $0,05 \pm 0,02$ para larga faixa de solos. Esta evidência experimental sugere que os mecanismos responsáveis pela compressão secundária não são substancialmente diferentes daqueles que controlam a compressibilidade do solo durante o adensamento primário.

Ladd et al (1977) atribuem como questão fundamental o fato do "creep" atuar como um fenômeno em separado ou concomitante com a dissipação de poropressão durante o adensamento primário. No caso de atuação concomitante o mecanismo que melhor explica o fenômeno é o de "viscosidade estrutural" (Barden, 1965). O mesmo autor mostra claramente o impacto prático de tal questão no cálculo do recalque final bem como o efeito de escala relacionando o mesmo com a altura de drenagem, conforme pode-se ver na figura III.2.

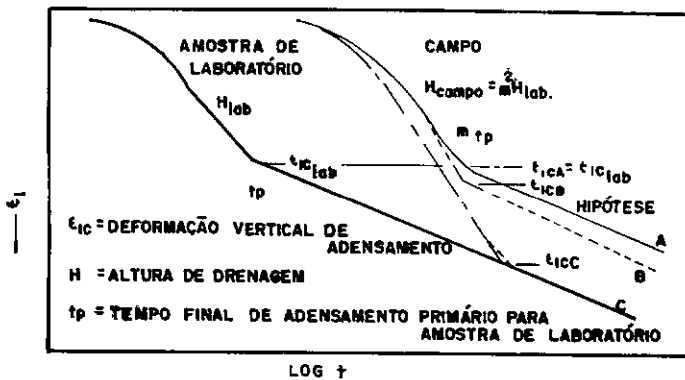


FIG. III.2 - HIPÓTESES DO EFEITO DA ALTURA DE DRENAGEM NO ADENSAMENTO PRIMÁRIO DE SOLOS QUE APRESENTAM COMPRESSÃO SECUNDÁRIA (Ladd et al, 1977).

Uma nova abordagem do fenômeno de compressão secundária foi dada por Martins e Lacerda (1985) que o associam ao aumento do coeficiente de empuxo no repouso (K_0). Os autores apresentam teoria de adensamento unidimensional incluindo compressão secundária, na qual o grau de adensamento é função da relação entre tensões verticais efetivas final e inicial ($\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$), fator tempo (T_v), K_0 , e parâmetro θ que controla a compressão secundária. A figura III.3 mostra gráfico do grau de adensamento médio versus fator tempo para diversos valores de incremento de carga. Como pode ser observado a contribuição da compressão secundária decresce com o aumento da razão $\sigma'_{vf}/\sigma'_{v0}$ para valores fixos de θ e K_0 . A compressão secundária depende da razão de incremento de carga.

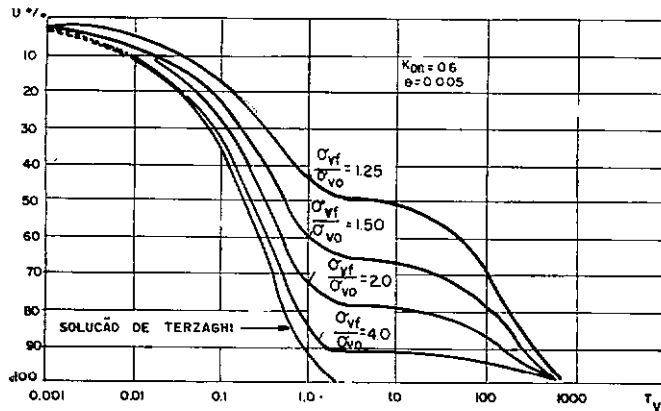


FIG. III.3 - CURVAS $U \times T_v$ PARA RELAÇÕES $\sigma'_{vf} / \sigma'_{vo}$ DIVERSAS (Martins et al, 1985).

Segundo este modelo, o fenômeno de compressão secundária está ligado à existência de tensões de cisalhamento, o que implica em que o fenômeno atue concomitantemente na fase de adensamento primário.

Tavenas (1979) por sua vez é enfático na utilização de métodos numéricos no tratamento do problema de adensamento unidimensional, pois além de outras vantagens, possibilitam simulação mais conveniente da superposição das compressões primária e secundária.

Segundo Jamiolkowski (1985), a relevância do "creep" drenado em projeto é restrita praticamente à avaliação do recalque devido à compressão secundária, realizada sob as hipóteses simplificadoras descritas abaixo:

- (1) C_α não é dependente do tempo.
- (2) C_α é independente da razão de incremento de carga.
- (3) C_α é independente da tensão de pré-adensamento para solos normalmente adensados com valores constantes de coeficiente de compressibilidade e de recompressão.
- (4) C_α é independente da espessura da camada sob adensamento. Esta hipótese não está confirmada por evidência de campo.
- (5) A compressão secundária inicia-se somente ao final da compressão primária.

Portanto, parece ficar claro do exposto neste item que as diferentes hipóteses necessárias ao desenvolvimento da solução de Terzaghi não são totalmente condizentes com o comportamento real de uma camada argilosa. Consequentemente esta solução não é mais do que uma solução aproximada. Entretanto, dependendo das condições de carregamento (e.g., magnitude e extensão) e do perfil geotécnico do depósito (e.g., heterogeneidade e espessura), a solução de Terzaghi pode fornecer resultados satisfatórios.

III.2.4 Trabalhos de extensão da Teoria de Terzaghi

Diversos autores buscaram estender a teoria clássica de modo a considerar a variação de permeabilidade e de compressibilidade durante o adensamento, citando-se entre outros Richart (1957), Lo (1960), Davis and Raymond (1965) e Janbu (1965). Schiffman et al (1964) e Ziolkowski (1978) apresentam trabalhos que consideram variação de permeabilidade e compressibilidade com a profundidade. Todos estes trabalhos, no entanto, não se aplicam a grandes deformações.

Gibson et al (1967) apresentam uma solução rigorosa do problema de adensamento unidimensional de camadas argilosas saturadas baseada em hipóteses menos restritivas que as de Terzaghi (1923). As equações derivadas de tal estudo não impõem a limitação de pequenas deformações, além de incorporar as variações de compressibilidade e permeabilidade.

Schiffmann (1960) estende a teoria clássica, incluindo leis de carregamento variável, bem como variações de permeabilidade durante o adensamento. São desenvolvidas em detalhe soluções matemáticas específicas. O autor apresenta ainda estudo detalhado do erro envolvido na consideração usual de um coeficiente de permeabilidade inicial constante ao longo do processo; dependendo dos valores inicial e final do coeficiente de permeabilidade inicial (k_{v_o}) e final (k_{v_f}), pode-se obter erros de avaliação na velocidade de recalque na faixa de 41% ($k_{v_o}/k_{v_f} = 10$) até 135% ($k_{v_o}/k_{v_f} = 100$).

Há ainda trabalhos de extensão baseados em modelos reológicos, incorporando a variabilidade de compressibilidade e permeabilidade, apresentados por Tan (1957), McNabb (1966), Gibson e Lo (1960), Walhs (1962), Garlanger (1972), entre outros. Teorias de adensamento tridimensional foram propostas por Biot (1941 e 1956), Tan (1975) e Gibson et al (1970), entre outros.

O uso prático dos métodos acima listados parece ser limitado em função da dificuldade de determinação dos parâmetros utilizados nos mesmos, bem como da complexidade dos cálculos. Além disso, muitos destes métodos não têm sido corroborados com experiências de campo.

Desenvolvimentos computacionais recentes minimizaram a necessidade de simplificação dos modelos representativos dos solos. Isto possibilitou também o rápido desenvolvimento de métodos numéricos para o cálculo do adensamento, citando-se em particular o método de diferenças finitas em que se baseia o programa CONMULTM-78, principal ferramenta de cálculo utilizada nesta dissertação. Pode-se assim dividir o depósito de solo mole em camadas discretizadas com diversos parâmetros constitutivos variáveis com o processo, e mesmo assim o cálculo integral dispender alguns poucos minutos.

III.3 - Método numérico das diferenças finitas aplicado ao adensamento unidimensional

III.3.1 Formulação matemática geral

O método de diferenças finitas baseia-se na aproximação das derivadas de determinada função a diferenças finitas, como o próprio nome indica.

Dada uma função u e suas derivadas funções finitas e contínuas em z , tem-se pelo Teorema de Taylor (Smith, 1985):

$$u(z+h) = u(z) + h u'(z) + \frac{1}{2} h^2 u''(z) + \frac{1}{6} h^3 u'''(z) + \dots \text{(III.7)}$$

onde h é o incremento na direção z (δz)

$$u(z-h) = u(z) - h u'(z) + \frac{1}{2} h^2 u''(z) - \frac{1}{6} h^3 u'''(z) + \dots \text{(III.8)}$$

Somando III.7 e III.8 obtém-se:

$$u(z+h) + u(z-h) = 2 u(z) + h^2 u''(z) + m (h^4) \quad \text{(III.9)}$$

O termo $m(h^4)$ refere-se aos termos de h com grandeza de ordem igual ou superior a quatro, considerados desprezíveis em comparação aos demais. Desta forma a equação III.9 pode ser escrita:

$$u''(z) = \frac{d^2 u}{dz^2} \cong \frac{1}{h^2} \{ u(z+h) - 2 u(z) + u(z-h) \} \quad \text{(III.10)}$$

Subtraindo a equação III.8 da equação III.7 e desprezando os termos de ordem h^3 , tem-se:

$$u'(z) = \frac{d u}{d z} = \frac{1}{2 h} \{ u(z+h) - u(z-h) \} \quad \text{(III.11)}$$

A figura III.4 indica que a equação III.11 aproxima claramente a inclinação da tangente no ponto P pela inclinação da corda AB. Tal aproximação é chamada aproximação central. A inclinação no ponto P pode ser ainda aproximada pela corda PB, chamada aproximação progressiva e expressa pela fórmula III.12.

$$u'(z) = \frac{1}{h} \{ u(z+h) - u(z) \} \quad \text{(III.12)}$$

A corda AP fornece a aproximação regressiva, expressa pela fórmula III.13.

$$u'(z) = \frac{1}{h} \{ u(z) - u(z-h) \} \quad (\text{III.13})$$

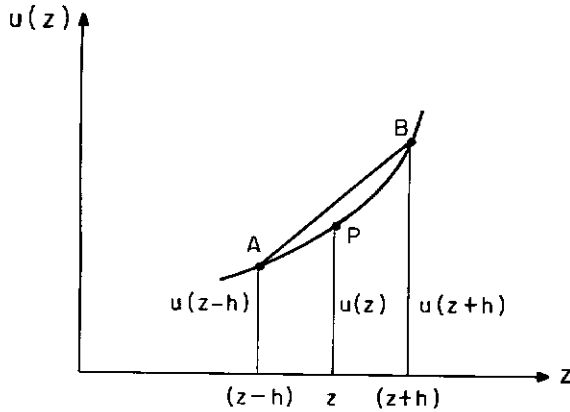


FIG. III.4 - TIPOS DE APROXIMAÇÃO PARA $u'(z)$ (Smith, 1985).

Notação adotada

Considerando-se que o excesso de poro pressão, aqui definido por u , é função de variáveis independentes z e t , divide-se usualmente o sub-espaco z - t em uma malha com espaçamentos constantes e iguais nas direções z e t definidos pelos incrementos δz e δt conforme pode-se ver na figura III.5.

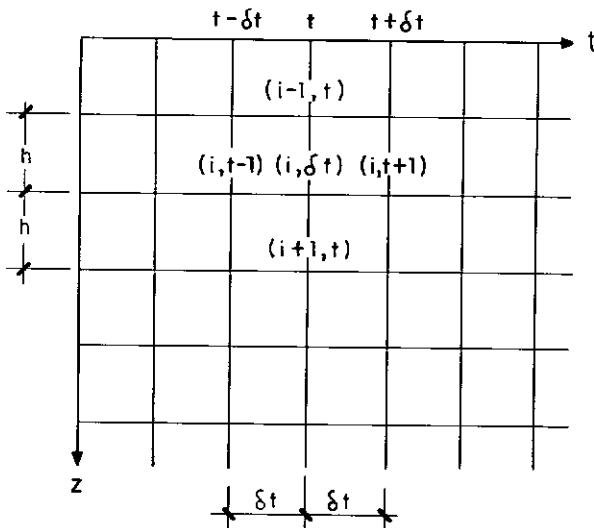


FIG. III.5 - SUB-ESPAÇO Z - T DISCRETIZADO (Almeida, 1990).

As equações III.10 e III.11 ficam, desta forma expressas por:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \cong \frac{(u_{i+1,t} - 2 u_{i,t} + u_{i-1,t})}{h^2} \quad \text{(III.14)}$$

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} \right) \cong \frac{(u_{i,t+1} - u_{i,t})}{\delta t} \quad \text{(III.15)}$$

III.3.2 - Método Explícito

$$\text{A equação} \quad \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{i,t} = c_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)_{i,t}$$

pode ser expressa pela seguinte aproximação por diferenças finitas :

$$\frac{u_{i,t+1} - u_{i,t}}{\delta t} = c_v \frac{u_{i+1,t} - 2 u_{i,t} + u_{i-1,t}}{h^2} \quad \text{(III.16)}$$

a qual pode ser reescrita sob na forma :

$$u_{i,t+1} = \beta u_{i-1,t} + (1-2\beta) u_{i,t} + \beta u_{i+1,t} \quad \text{(III.17)}$$

onde $\beta = C_v (\delta t / h^2)$

Deste modo, os valores desconhecidos de u ao longo de uma determinada coluna de tempo são calculados em função dos valores da coluna anterior. Fórmulas de tal gênero, que expressam um valor desconhecido diretamente em termos de valores conhecidos são chamadas fórmulas explícitas.

Gibson e Lumb (1953) citam que quanto menores os valores de β e h adotados, mais acurada é a solução e mais laborioso se torna o cálculo. Segundo Smith (1985) este método é largamente utilizado e computacionalmente simples, possuindo entretanto a desvantagem do incremento δt ser necessariamente muito pequeno pelo fato do processo somente ser válido, isto é, convergente e estável, para valores de $\beta = C_v \delta t / h^2$ entre 0 e 0,5. Por isso, há necessidade de manter-se muito pequeno o valor de $h(\delta z)$ de modo a obter-se uma acurácia razoável. O programa CONMULTM adota o método explícito.

III.3.3 - Método implícito.

Crank e Nicholson (1947) propuseram, e testaram, um método que reduz o total de cálculos, sendo convergente e estável para quaisquer valores de β . Trata-se de considerar a equação diferencial parcial sendo satisfeita no ponto médio $(i, t+1/2)$ e substituindo $\partial^2 u / \partial z^2$ por meio de sua aproximação em diferenças finitas nos t ésimo e $(t+1)$ ésimo níveis de tempo. Em outras palavras a equação

$$\left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{i, t+\frac{1}{2}} = C_v \left[\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right]_{i, t+\frac{1}{2}} \quad (\text{III.18})$$

é aproximada por :

$$\frac{u_{i,t+1} - u_{i,t}}{k} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{u_{i+1,t+1} - 2u_{i,t+1} + u_{i-1,t+1}}{h^2} + \frac{u_{i+1,t} - 2u_{i,t} + u_{i-1,t}}{h^2} \right\} \quad (\text{III.19})$$

ou ainda :

$$\begin{aligned} & \left(-\beta u_{i-1,t+1} + (2 + 2\beta) u_{i,t+1} - \beta u_{i+1,t+1} \right) = \\ & = \left(\beta u_{i-1,t} + (2-2\beta) u_{i,t} + \beta u_{i+1,t} \right) \end{aligned} \quad (\text{III.20})$$

Em geral o lado esquerdo contém três valores desconhecidos de u e o lado direito 3 valores conhecidos de u .

Fazendo uso da malha de cálculo mostrada na figura III.6, observa-se que havendo n nós internos ao longo de cada coluna de tempo, obter-se-á n equações simultâneas para n valores de pivot desconhecidos ao longo da primeira coluna de tempo, os quais por sua vez são função do conjunto de valores de contorno iniciais. De modo similar $t = t+1$ expressa n valores desconhecidos de u , sendo calculados em função dos valores obtidos ao longo da primeira coluna de t .

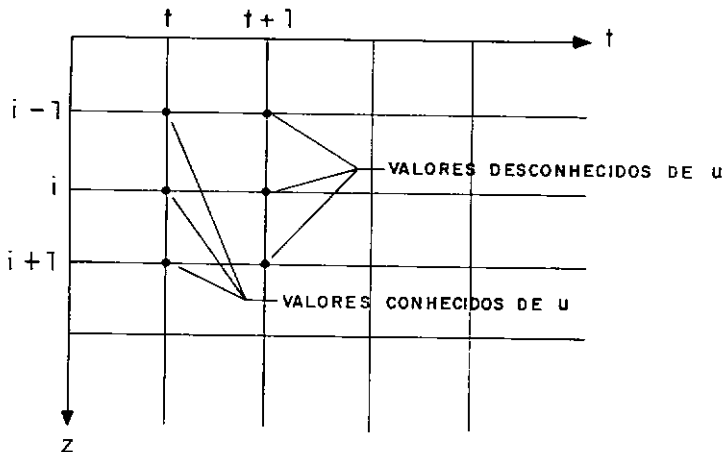


FIG. III.6 - MÉTODO IMPLÍCITO - CÁLCULO (Smith, 1985).

Este método, onde o cálculo de um pivot desconhecido necessita da resolução de um sistema de equações simultâneas é descrito como método implícito. Smith (1985) deixa claro que embora o método seja válido para qualquer valor finito de β , um valor alto deste parâmetro implicará em aproximação inacurada de $\partial u / \partial t$. Um valor razoável de β , segundo o mesmo autor, é o valor unitário que apresenta a vantagem de anular o coeficiente $u_{i,t}$ na equação (III.20).

III.3.4 - Fronteiras impermeável e drenante

Para fronteira impermeável tem-se que $\partial u / \partial t = 0$ para $t > 0$, portanto $u_{i-1,t} = u_{i+1,t}$. Substituindo em III.17 obtém-se a seguinte equação de recorrência:

$$u_{i,t+1} = u_{i,t} + 2 \beta (u_{i+1,t} - u_{i,t}) \quad (\text{III.21})$$

Para fronteira drenante tem-se obviamente : $u_{i,t} = 0$

III.3.5 - Fronteira entre camadas

a) Hipótese de solo heterogêneo em relação ao coeficiente de permeabilidade

Thomann (1972) apresenta equação de recorrência entre camadas compressíveis com diferentes valores de permeabilidade (solo heterogêneo em k) aplicando lei da continuidade expressa à partir da Lei de Darcy em termos de velocidades de escoamento :

$$k_1 \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_1 = k_2 \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_2$$

ou em diferenças finitas:

$$\frac{k_1}{h_1} (u_{i,t} - u_{i-1,t}) = \frac{k_2}{h_2} (u_{i+1,t} - u_{i,t}) \quad (\text{III.22})$$

$$u_{i,t} = \frac{u_{i-1,t} \frac{k_1}{h_1} + u_{i+1,t} \frac{k_2}{h_2}}{\frac{k_1}{h_1} + \frac{k_2}{h_2}} \quad (\text{III.23})$$

b) Hipótese de solo heterogêneo em relação aos coeficientes de permeabilidade e de adensamento

Wu (1976) apresenta para o mesmo tipo de fronteira equação de recorrência considerando heterogeneidade de permeabilidade e coeficiente de consolidação. Nesta abordagem é conveniente a adoção de δz e δt idênticos para ambos materiais que fazem fronteira.

A equação III.24 considera que metade da redução de volume devida à variação de poropressão refere-se ao material 1 e metade ao material 2.

$$\frac{k}{c_v} \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{2} \left[\frac{k_1}{c_1} \frac{1}{\delta t} + \frac{k_2}{c_2} \frac{1}{\delta t} \right] (u_{i,t+1} - u_{i,t}) \quad (\text{III.24})$$

onde k_1 e k_2 são os coeficientes de permeabilidade nas camadas superior(1) e inferior(2) respectivamente e c_1 e c_2 são os coeficientes de adensamento na camada superior(1) e inferior(2) respectivamente.

A equação III.24 origina deste modo a equação de recorrência abaixo:

$$u_{i,t+1} = \frac{\delta t}{h^2} \left[\frac{2k_1}{k_1 + k_2} u_{i-1,t} + \frac{2k_2}{k_1 + k_2} u_{i+1,t} - 2u_{i,t} \right] + \left[\frac{\frac{k_1 + k_2}{\frac{k_1}{c_1} + \frac{k_2}{c_2}}}{\frac{k_1}{c_1} + \frac{k_2}{c_2}} \right] u_{i,t} \quad (\text{III.25})$$

III.3.6 - Cálculo de recalques

O recalque varia diretamente com a variação de tensão efetiva e é igual a :

$$r = \int_0^D m_v \Delta \sigma dh \quad (\text{III.27})$$

Para um tempo t e profundidade z tem-se :

$$r = \int_0^D m_v (u_o - u_t) dh = m_v \sum (u_o - u_t) h \quad (\text{III.28})$$

O recalque final é expresso por :

$$r_\infty = \int_0^D m_v u_o dh = m_v \sum u_o h \quad (\text{III.29})$$

III.3.7 - Grau de adensamento

O grau de adensamento médio pode ser expresso por :

$$\bar{U}_t = \frac{r}{r_\infty} = \frac{m_v \sum (u_o - u_t) h}{m_v \sum (u_o) h} \quad (\text{III.30})$$

$$\bar{U}_t = 1 - \frac{\sum u_t h}{\sum u_c h} \quad (\text{III.31})$$

O numerador da equação III.31 corresponde à área da isócrona no tempo t e o denominador à área da isócrona inicial.

CAPÍTULO IV

DESCRIÇÃO DO PROGRAMA CONMULTM

IV.1 - Introdução

O programa CONMULTM - "Consolidation Unidimensionnelle des Sols Multicouches" - desenvolvido pelo Laboratoire des Ponts et Chaussées (L.C.P.C. - Paris) permite a resolução do problema de adensamento unidimensional de solos com várias camadas através do método das diferenças finitas. Este programa leva em conta diversos aspectos discutidos no capítulo III não considerados na Teoria de Terzaghi.

Neste capítulo serão apresentados o histórico de desenvolvimento do programa, seu fluxograma, suas premissas básicas, considerações gerais de cálculo, entrada e saída de dados bem como observações gerais quanto a utilização da versão fornecida à COPPE pelo L.C.P.C.. Serão ainda apresentados os estudos desenvolvidos com utilização deste programa (ou versões do mesmo adaptadas) pelo L.C.P.C., Universidade de Laval (Quebec) e S.G.I. (Suécia).

A maior parte das informações apresentadas abaixo foram extraídas do Rapport de Reserche - L.C.P.C. n° 141, por Magnan (1986).

IV.2 - Histórico

Em 1970 G. Thomann iniciou a elaboração de um programa de cálculo chamado CONMULT que permitia tratar pelo método de diferenças finitas o adensamento de um sistema de camadas múltiplas, satisfazendo cada uma delas à hipóteses da Teoria de Terzaghi.

Este programa estava inicialmente limitado ao estudo de solos com propriedades constantes ao longo do processo de consolidação. Em 1974 e 1975, por ocasião da construção do

aterro de Dives (Magnan et al, 1976), o programa foi modificado. Tais modificações reestruturaram o programa de forma a introduzir leis de variação do coeficiente de consolidação c_v e do coeficiente de permeabilidade k_v , ao mesmo tempo em que aperfeiçoavam-se os procedimentos de impressão dos resultados. Esta segunda versão, chamada CONMULT-2, foi descrita por Foure et al (1976).

Em 1977, no quadro de cooperação França - Quebec (L.C.P.C. - Université Laval) sobre construção de aterros sobre solos moles, o programa CONMULT-2 foi aperfeiçoado. Brucy e Magnan introduzem modificações no programa de modo que o mesmo permita levar em conta a distribuição de carga sob um aterro e a compressão secundária no processo de adensamento. Brucy (1977) descreve em detalhes esta terceira versão do programa chamada CONMULT-3.

Em 1978, o programa foi novamente modificado por Magnan e Baghery, que ampliaram as possibilidades de aplicação do programa, introduzindo a compressibilidade do fluido intersticial. Esta última versão foi chamada de CONMULT-78.

A última versão do CONMULTM (1987) foi doada à COPPE pelo Dr. Roger Frank do L.C.P.C. tendo sido utilizada na presente dissertação, no trabalho final de curso de graduação da EE-UFRJ da Eng.^a Patrícia Lopes (1990) e na tese de Doutorado de Santos Neto (1990).

IV.3 - Descrição do Programa

IV.3.1 - Geral

A elaboração progressiva do programa explica porque o CONMULT-78 não resolve em diferenças finitas uma equação diferencial complexa integrando as variações de compressibilidade e permeabilidade do solo, a grandes deformações, a compressão secundária e a compressibilidade do fluido intersticial. O programa procede de forma diversa,

resolvendo a equação de adensamento de um sistema multicamadas saturado de água compressível e supondo o solo com coeficiente de permeabilidade constante, compressibilidade constante e compressão secundária segundo lei semi-logarítmica. As variações da compressibilidade e de permeabilidade são tratados como fenômenos externos, os quais vêm a modificar os valores dos parâmetros de cálculos a cada iteração. Trata-se de um método de resolução aproximado cuja validade é justificada, segundo Magnan (1986), pelos resultados dos cálculos e estudos realizados. O grande mérito de tal aproximação foi facilitar a elaboração do programa de cálculo.

Magnan (1986) ressalta ainda que se o CONMULT-78 tivesse sido elaborado em uma só fase, o programa teria uma estrutura mais satisfatória do ponto de vista informático e matemático; no entanto perder-se-ia a clareza atual do ponto de vista da mecânica dos solos. Tal afirmação se baseia no fato do programa permitir o acompanhamento ao longo do cálculo da evolução de todos os parâmetros de comportamento do solo em cada camada e a evolução de recalques e poropressões em profundidade.

IV.3.2 - Método de Resolução - Equação Unidimensional de Adensamento

A forma geral rigorosa da equação de adensamento unidimensional de um solo saturado varia conforme apresentação em coordenadas de Euler (Schlosser, 1973) ou em coordenadas de Lagrange (Gibson et al, 1967). A escolha das coordenadas de Lagrange permitem, segundo Magnan (1986), tratar numericamente o adensamento conservando a mesma discretização espacial do início ao fim do cálculo. Esta foi portanto a escolha dos idealizadores do programa CONMULTM, conforme expressão IV.1.

$$\frac{\partial}{\partial z} \frac{(1 + e_0)^2}{1 + e} \frac{k_v}{\gamma_v} \frac{d \sigma'_v}{d e} \frac{\partial e}{\partial z} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (IV.1)$$

Para completa determinação do problema em termos de tensões e deformações, são acrescentadas as seguintes equações :

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (IV.2)$$

$$e = f(\sigma'_v, t) \quad (IV.3)$$

Tais equações relacionam tensões efetivas e deformações (índice de vazios).

As premissas do programa em torno do comportamento do solo em relação à compressibilidade e à permeabilidade são expressas pelas figuras IV.1 e IV.2.

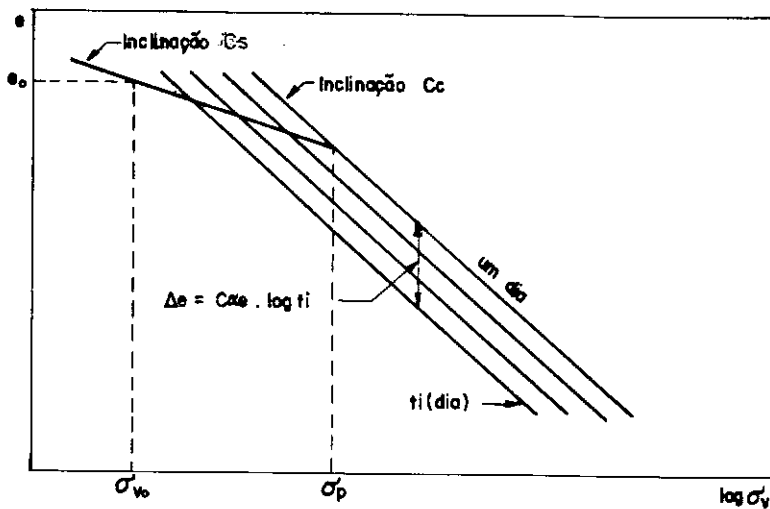


FIG. IV.1 - MODELO DE COMPRESSIBILIDADE - CONMULTM (Magnan, 1987).

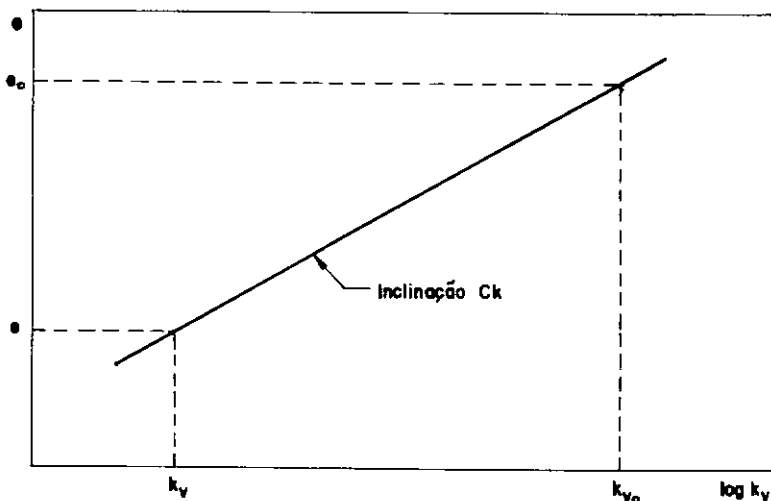


FIG. IV.2 - MODELO DE VARIAÇÃO $k_v \times e$ - CONMULTM (Magnan, 1987).

Para resolução numérica, o programa considera uma forma aproximada da equação (IV.1), obtida supondo-se que :

1) As variações dos parâmetros k_v , e , e_o e $d\sigma'_v / d$ são desprezíveis em um dado instante sobre a espessura das camadas nas quais divide-se o solo para o cálculo. Se o número destas subcamadas é suficiente, esta aproximação é justificada.

2) As variações dos parâmetros citados ao longo do adensamento são representados pelas relações linearizadas por segmentos; deste modo aplicam-se as leis de comportamento do solo sob forma incremental.

Esta equação aproximada pode ser escrita :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{C_{\alpha e}}{0,434} \frac{\sigma'_v}{C_x} \frac{1}{t^*} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (IV.4)$$

onde :

- z = coordenada vertical na camada compressível;
- t = tempo decorrido após o início do adensamento;
- σ'_v = tensão efetiva vertical ao tempo t ;
- $C_{\alpha e}$ = coeficiente de compressão secundária em termos de índice de vazios;
- C_x = índice de compressibilidade igual a C_s (se $\sigma'_v < \sigma'_p$) e C_c (se $\sigma'_v > \sigma'_p$);
- C_s = índice de expansão;
- C_c = índice de compressão;
- σ'_p = tensão de pré-adensamento;
- γ_v = peso específico do líquido intersticial;
- k_v = coeficiente de permeabilidade vertical calculado em função do índice de vazios inicial, e_o , e_{atual} , da permeabilidade inicial, k_{vo} e da expressão :

$$k_v = k_{vo} \exp [(e - e_o) / 0,434 C_k] \quad (IV.5)$$
- C_k = taxa de variação da permeabilidade em função do índice de vazios;
- c_v = coeficiente de adensamento no tempo t , calculado pela expressão :

$$c_v = \frac{k_v(t) [1 + e(t)] \sigma'_v(t)}{0,434 \gamma_v C_x} \quad (IV.6)$$

t^* = tempo fictício que permite o cálculo de velocidade da compressão secundária do solo em função do índice de vazios e da tensão efetiva no instante considerado (ver figura IV.3);

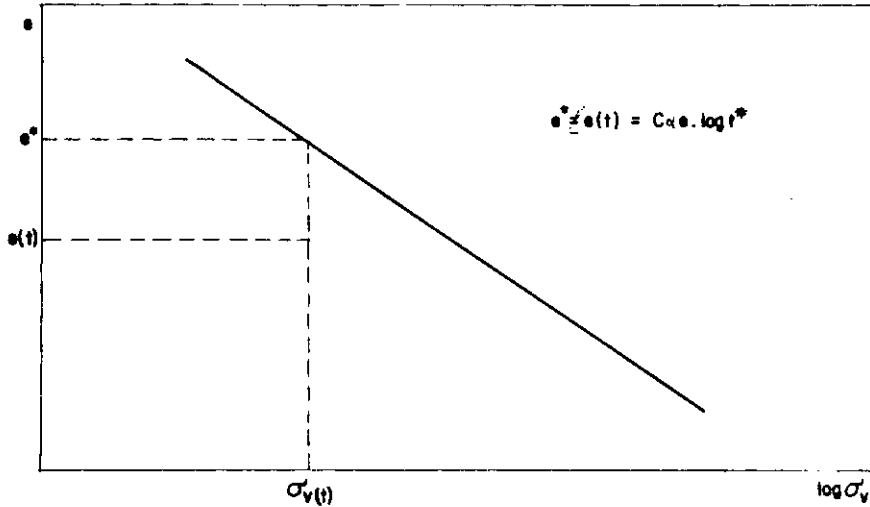


FIG. IV.3 - DEFINIÇÃO DE t^* (Magnan, 1987).

A compressibilidade do líquido intersticial, modelada como uma falta de saturação total, é introduzida na equação (IV.4) sob a forma de um fator a derivada parcial $\partial u / \partial t$:

$$\frac{\partial u}{\partial t} \left[1 + \frac{a_v e \sigma'_v}{0,434 C_x} \right] = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{C_{\alpha e} \sigma'_v}{0,434 C_x} \frac{1}{t^*} \quad (IV.7)$$

A fórmula utilizada pelo L.C.P.C. para cálculo do coeficiente de compressibilidade a_v do líquido intersticial, desenvolvida em função do grau de saturação S do solo, foi estabelecida por Magnan e Deroy (1977) e verificada experimentalmente por meio de oedômetro especial para medição de pressão intersticial em três pontos (Thomam, 1973). Esta fórmula é análoga à desenvolvida por Schuurman (1966) mas sob a forma de módulo secante.

$$a_v = - \frac{1}{V_v} \frac{d V_v}{d u} \quad (IV.8)$$

onde :

V_v = volume do líquido intersticial;
 u = pressão intersticial.

Na prática, obtém-se o valor de a_v por um ábaco em função da pressão intersticial e do grau de saturação inicial do solo. Maiores detalhes podem ser obtidos em Magnan e Deroy (1977). Santos Neto (1990) questionou a formulação acima para o cálculo de a_v , conforme discutido no item IV.10.

IV.3.3 - Método de Resolução

O depósito de solo compressível é subdividido em diversas subcamadas. No interior de cada uma delas resolve-se a equação do adensamento pelo método explícito de diferenças finitas e se impõe no contato das mesmas uma condição de continuidade.

A) Cálculo da poropressão no interior de uma camada

Chamando-se $u_{i,t}$ a poropressão no tempo t ao nível da subcamada discretizada i (ver fig. IV.4), a equação que permite passar dos valores $u_{i-1,t}$, $u_{i,t}$ e $u_{i+1,t}$ para os valores $u_{i,t+\delta t}$ é a seguinte :

$$u_{i,t+\delta t} = \frac{1}{1 + \frac{a_{v,t} e_t \sigma'_{vt}}{0,434 C_{xt}}} \left[\alpha (u_{i+1,t} + u_{i-1,t}) - 2 \alpha u_{i,t} + \frac{C_{ae} \sigma'_{vt}}{0,434 C_{xt}} \log \frac{t + \delta t}{t} \right] \quad (IV.9)$$

O índice t afeta alguns índices, designando os valores dos mesmos no tempo t . O coeficiente β da equação IV.9 define a velocidade de convergência da distribuição de poropressão no sentido de uma configuração de equilíbrio correspondente ao fim do adensamento (ver fig. IV.4). Este coeficiente está

diretamente ligado ao valor do coeficiente de adensamento do solo da subcamada considerada e à discretização escolhida (δt e δz), pela relação :

$$\beta = \frac{c_v \delta t}{(\delta z)^2} \quad (IV.10)$$

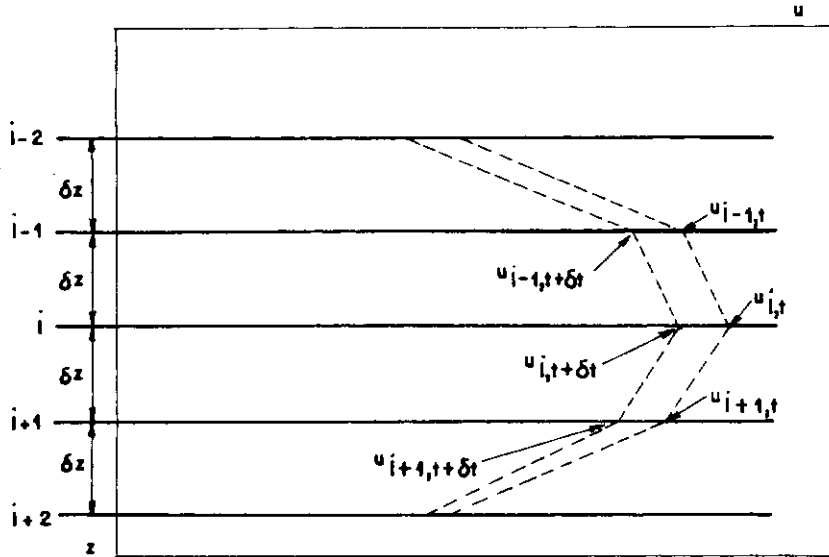


FIG. IV.4 - ISÓCRONAS DE POROPRESSÃO NOS TEMPOS t E $t + \delta t$ (Magnan, 1987).

O programa adota δz constante para cada camada ao longo de todo o processamento, sendo δt e β variáveis ao longo do processo. Deste modo para que a convergência seja assegurada ($\beta < 0,5$), cada sub camada apresenta em cada δt um valor de β diferente, função do c_v da mesma no instante do cálculo e do valor de δz .

B) Condição de continuidade no contato

Baseado na Lei de Darcy (ver item III.3.5) o programa considera que a condição de continuidade traduz-se por :

$$u_{i,t} = \frac{u_{i-1,t} \frac{k_{v1}}{\delta z_1} + u_{i,t} \frac{k_{v2}}{\delta z_2}}{\frac{k_{v1}}{\delta z_1} + \frac{k_{v2}}{\delta z_2}} \quad (IV.11)$$

onde δz_1 e δz_2 são as discretizações espaciais de cada camada e k_{v1} e k_{v2} os coeficientes de permeabilidade respectivos a cada camada.

Nas condições de fronteira impermeável e drenante, o programa adota as equações de recorrência citadas no item III.3.4.

IV.3.4 - Sequência de Cálculo

As equações IV.9 e IV.10 possibilitam que se passe da distribuição de poropressões no tempo t para a distribuição das poropressões no tempo $t + \delta t$. A cada iteração calcula-se primeiramente o valor dos parâmetros de cada subcamada do solo, seguindo-se o cálculo do valor de $u(t + \delta t)$ em função de $u(t)$. O cálculo é encerrado avaliando $u(t + \delta t)$ nos limites das camadas, a partir dos valores de $u(t + \delta t)$, calculados anteriormente no interior das mesmas.

Conhecendo-se a distribuição inicial das poropressões, pode-se calcular as distribuições das poropressões nos tempos δt , $2\delta t$, $3\delta t$ etc..

A cada iteração, o cálculo do grau de adensamento permite acompanhamento do processo de adensamento. Ressalta-se, entretanto, que o valor da percentagem de adensamento não é empregado para o cálculo de recalque, contrariamente à prática corrente fundada na teoria de Terzaghi (ver capítulo III). Os recalques são deduzidos diretamente das variações do índice de vazios, o qual é calculado a cada iteração em função das tensões efetivas locais atuantes e não da percentagem de adensamento (prática convencional).

O programa dispõe de ajuste automático para discretização do tempo ao longo do cálculo, a fim de manter o parâmetro β em valor tão elevado quanto possível (cálculo estável e convergente) considerando as variações dos parâmetros das camadas ao longo do tempo.

O princípio do cálculo permite evitar as hipóteses restritivas da teoria de Terzaghi, tal como analisadas por Tavenas et al (1979). A utilização de "leis de comportamento do solo", bem como variações de todos parâmetros ao longo do adensamento, fazem com que o coeficiente de adensamento c_v perca o título de "propriedade fundamental" além de permitir a liberação do princípio clássico de que o recalque é proporcional ao grau de adensamento definido sobre as poropressões.

IV.4 - Estrutura do Programa

O programa, escrito em linguagem FORTRAN 77, contém diversas rotinas e funções para cálculos especializados. O programa principal comporta um bloco de operações preliminares (leituras de dados, inicialização das variáveis, preparação de cálculo) e um bloco de cálculo iterativo responsável pelo cálculo no tempo $t + \delta t$ da poropressão, dos parâmetros geotécnicos e do grau de adensamento, bem como pelos testes condicionais para a iteração seguinte, gravando os resultados intermediários do cálculo. A figura IV.5 apresenta o fluxograma do programa.

A execução do programa envolve :

- 1) MAIN - Programa principal que aciona as rotinas, funções, leitura de dados e impressão;
- 2) FUNÇÕES : RUND, CHARGE, CONSOL, PERMEA, EPAIS;
- 3) ROTINAS : CALC1 (responsável pelo cálculo iterativo);
COURBE, COTE1, ROND, MODIF, INDVID, TETOIL,
CXFUNC e LECT1 (responsável pela leitura de dados no teclado).

A descrição detalhada de cada função ou rotina não constitui objetivo da tese, porém pode ser obtida da análise dos comentários presentes no programa-fonte, disponível na COPPE (versão 1987).

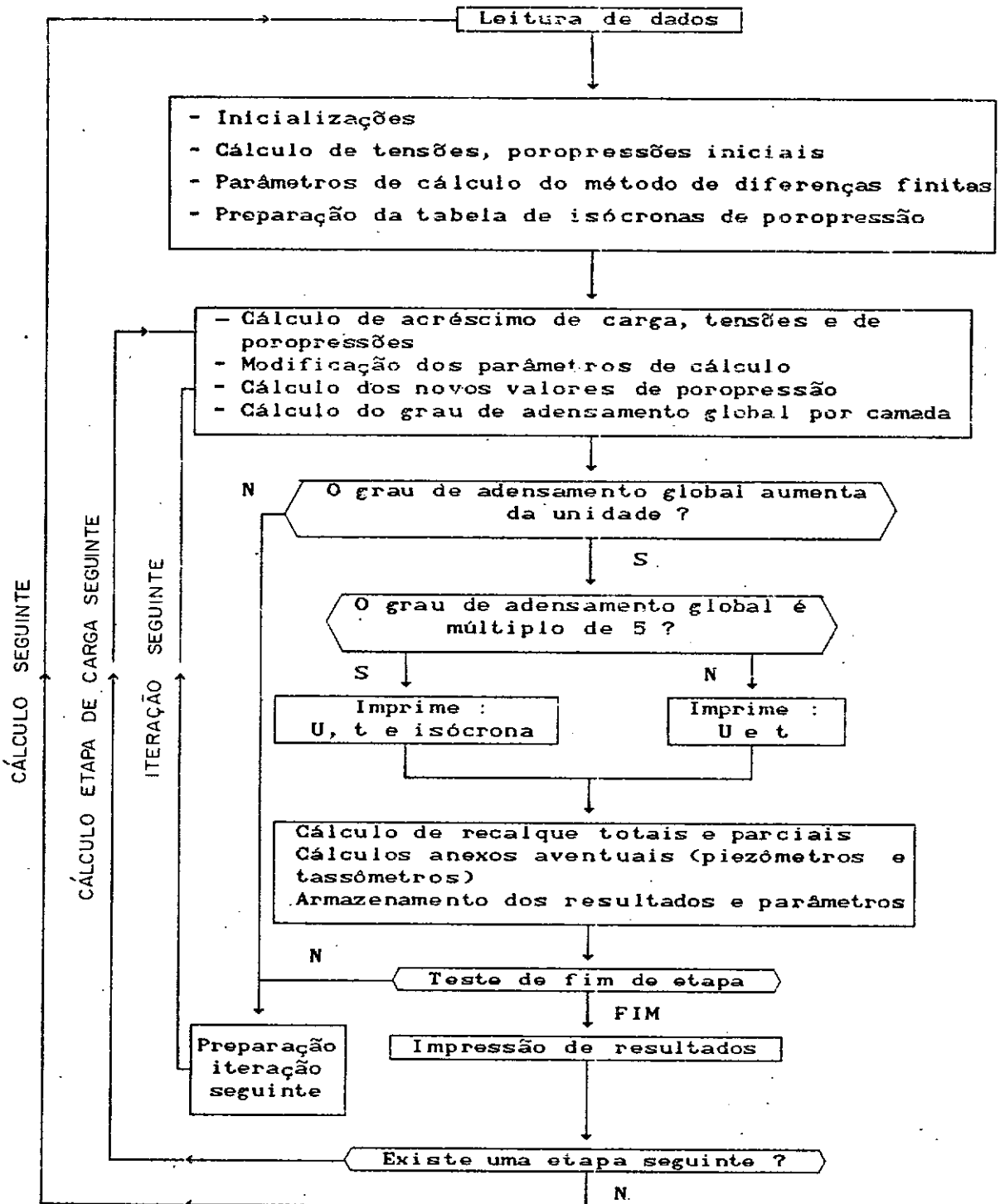


FIG. IV.5 - FLUXOGRAMA DO PROGRAMA CONMULTM

IV.5 - Dados de Entrada

Os dados necessários ao programa podem ser fornecidos à partir da construção de um arquivo segundo formatação específica ou via teclado respondendo à perguntas realizadas pelo programa.

São os seguintes os dados necessários ao processamento :

- 1 - número de camadas (menor ou igual a 15);
- 2 - número total de subcamadas (menor ou igual a 149);
- 3 - número de valores de poropressão a serem impressos por isócrona (menor ou igual a 50);
- 4 - espessura de cada camada (em metros);
- 5 - tipo de camada (normal ou drenante);
- 6 - pressão efetiva inicial no meio da camada (em kPa);
- 7 - índice de vazios inicial;
- 8 - tensão efetiva de pré-adensamento (em kPa);
- 9 - índice de expansão (C_e);
- 10 - índice de compressão (C_c);
- 11 - coeficiente de compressão secundária ($C_{\alpha e}$);
- 12 - coeficiente de permeabilidade inicial (k_{vo} , em m/s);
- 13 - coeficiente de variação de permeabilidade (C_k);
- 14 - grau de saturação (S);
- 15 - tipo de substrato (drenante ou impermeável);
- 16 - número de pontos que definirão perfil de excesso de poropressão inicial (menor ou igual a 50);
- 17 - profundidade de cada ponto e valor do excesso de poropressão;
- 18 - valor da carga que induz o perfil de excesso de poropressão inicial;
- 19 - profundidade do nível da água;
- 20 - número de etapas de carregamento (menor ou igual a 20);
- 21 - modo de definição da etapa de carregamento (por duração ou valor limite de grau de adensamento);
- 22 - duração de cada etapa ou valor limite de grau de

adensamento;

23 - valor da carga em cada etapa;

24 - duração da fase de implementação da carga em cada etapa;

25 - largura do talude e da crista do aterro quando necessário considerar efeito de distribuição de tensões totais;

26 - número de piezômetros e profundidade de cada um deles;

27 - número de tassômetros e profundidade de cada um deles;

28 - definição da unidade de tempo que o usuário deseja para impressão dos resultados (anos e dias ou dias e segundos).

O programa CONMULTM-78 permite considerar uma ou mais camadas drenantes, internas ao depósito, como por exemplo lentes de areia. O programa comporta lei de carregamento linear crescente, constante ou mista bem como possibilidade de análise a partir de um perfil de excesso de poropressão gerado (lido por instrumentação, por exemplo), permitindo também que a análise considere um excesso de poropressão ainda não dissipado.

O carregamento é fornecido por etapas, cada uma possuindo uma fase de acréscimo linear com o tempo, a seguir permanecendo constante (patamar) até a etapa subsequente como mostra a figura IV.6. Os acréscimos de poropressão são considerados iguais aos acréscimos de tensão vertical total a cada etapa de carga ($\Delta u = \Delta \sigma_v$).

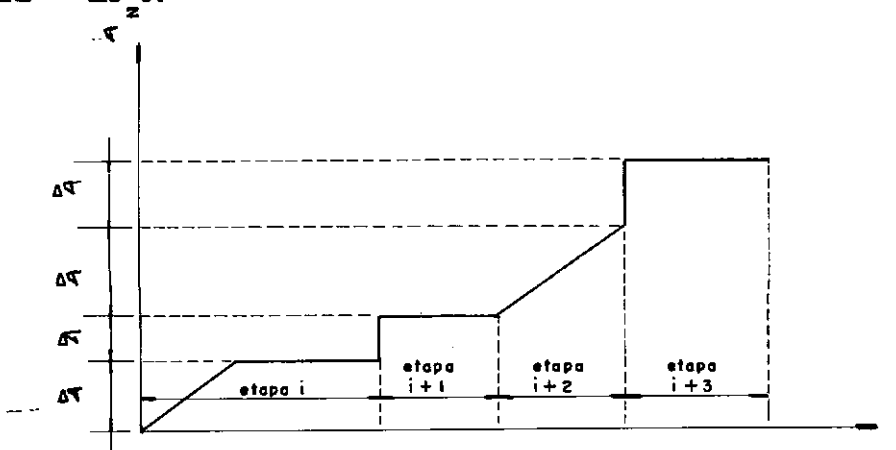


FIG. IV.6 - LEI DE CARREGAMENTO

O programa calcula σ_z para cada subcamada a partir de $\Delta\sigma$ fornecido ($\gamma_{\text{aterro}} \times H$) no eixo, para carregamento uniforme ou não e fora do eixo para carregamento não uniforme. O programa adota distribuição de tensões totais com a profundidade segundo teoria de Boussinesq.

Maiores detalhes com relação à formatação e seqüência dos dados de entrada, bem como exemplo de listagem de saída de resultados podem ser encontrados no manual do programa ou em Magnan (1986).

IV.6 - Resultados

O programa fornece dois arquivos de saída : um em tela, visualizado durante o processamento e um mais complexo para impressão. O primeiro fornece a evolução do recalque total com o tempo, e o grau de adensamento global. O segundo apresenta para cada etapa de cálculo e de carga : a) isócronas de poropressão; b) grau de adensamento global e de cada camada; c) evolução dos parâmetros (σ_v , c_v , k_v) em função do tempo; d) deslocamentos verticais por camada e totais com o tempo.

O programa, segundo Magnan (1986), possui ainda saída gráfica de tela (programa COSIMA) desenvolvido em 1980, e infelizmente não disponível para os estudos realizados. O desenvolvimento desta saída na COPPE não foi possível pela complexa estruturação do programa.

IV.7 - Observações gerais quanto à utilização do programa

Com base na experiência deste autor e de colegas que utilizaram o programa, seguem algumas observações práticas quanto à utilização da versão para micro computador PC disponível na COPPE :

a) A entrada de dados via teclado não permite retroagir quando da digitação de algum dado errado, sendo necessário

reiniciar todo o processo de perguntas e respostas. Desta forma, este modo de entrada deve ser aperfeiçoado ao ser utilizado para um conjunto de dados simples.

b) A unidade dos recalques do arquivo de tela é cm e não m.

c) O programa não considera o efeito de submersão. Devem ser realizadas análises com os valores inferior e superior do carregamento, para verificar qual a influência relativa da consideração ou não deste efeito.

d) Quando da utilização de um perfil de excesso de poropressão inicial, deve-se atentar para que o valor do índice de vazios e do coeficiente de permeabilidade inicial sejam compatíveis entre si. Há necessidade que o índice de vazios corresponda àquele indicado pela relação da curva $\sigma' \times e$ e para a tensão efetiva inicial atuante.

e) O autor não encontrou qualquer modificação, com relação aos resultados, quando o nível d'água solicitado pelo programa é variado. Para os casos analisados, este dado não afetou os resultados. Já que as tensões fornecidas são efetivas (e o programa não considera efeito de submersão), a inclusão deste dado parece desnecessária.

f) O final de uma dada etapa de carregamento pode ser estipulado por tempo de duração ou por grau de adensamento. Para casos com mais de uma etapa de carregamento (caso de Juturnaiba), o processamento apresenta problemas quando utilizados modos de definição distintos para as etapas. Deve-se adotar um modo de definição único para término de todas as etapas de carregamento.

g) Os cálculos fora do eixo do aterro, apresentaram recalques superiores aos do eixo, indicando que a função do programa que calcula a distribuição de tensões totais com a profundidade fora do eixo não está correta na versão disponível.

h) O programa apresenta a possibilidade de escolha do sistema de unidade de tempo em que serão emitidos os resultados. Para casos de campo, aterros experimentais etc., usualmente escolhe-se a saída em anos e dias e para simulação de ensaios oedométricos utiliza-se a saída em dias e segundos.

i) O número total de subcamadas influencia a discretização do problema, desta forma influenciando a rapidez e acurácia dos cálculos iterativos. Quanto maior o número de subcamadas maior é a acurácia, porém mais demorado o cálculo. Deve-se procurar otimizar tal situação avaliando-se os valores do parâmetro α das camadas do depósito, tendo como subsídio os princípios discutidos no capítulo III. De forma empírica, na falta de uma análise específica, adota-se o número de subcamadas de 5 a 10 vezes o número total de camadas.

j) O tempo de processamento é variável conforme o número de camadas, número de subcamadas e número de etapas de carregamento. O número de camadas influencia de forma mais marcante, seguido do número de etapas de carregamento.

IV.8 - Estudos realizados pelo L.C.P.C. e pela Universidade de Laval com o programa CONMULT-78

IV.8.1 - Geral

Os estudos realizados, até o momento, envolveram duas grandes classes de problemas :

- problemas teóricos : análise da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi, estudo da influência da compressão secundária, estudo da influência da compressibilidade do líquido intersticial, modelo de um ensaio oedométrico incremental, estudo teórico de ensaio oedométrico de gradiente controlado.

- estudos de deslocamentos verticais e poropressão ao longo do tempo de aterros construídos sobre solos compressíveis.

IV.8.2 - Estudos teóricos

a) Análise crítica da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi (Tavenas et al, 1979)

Este estudo, realizado pela Universidade de Laval (Brucy, 1977), utilizou o programa para análise do comportamento unidimensional de uma camada de solo saturado ($S = 1$, $a_v = 0$) cuja compressibilidade obedece lei semi-logaritmica (índices C_g e C_c), sem compressão secundária e coeficiente de permeabilidade variável com o índice de vazios (índice C_k), comparando esses resultados com a Teoria de Terzaghi.

Este estudo pôs em evidência desvios importantes entre a teoria clássica (relação tensão-deformação linear, não variação da permeabilidade do solo) e o comportamento "real" das argilas (tal como modelado no estudo), sendo descritas sucintamente abaixo as principais discrepâncias :

i) O adensamento rápido da argila próximo às superfícies drenantes acarreta a formação de uma zona mais impermeável que retarda o adensamento do conjunto de camadas e modifica a forma das isócronas (fig. IV.7).

ii) O coeficiente de adensamento c_v varia de forma importante durante o processo no interior da camada (fig. IV.8).

iii) A curva de evolução da percentagem de recalque total com o tempo tem aproximadamente a mesma forma que a solução de Terzaghi. Este resultado confirma o uso do método de Asaoka (1978) para analisar as curvas de recalque medidas sobre as obras reais. Por outro lado, a curva de evolução do grau de adensamento (definido de forma clássica sobre a dissipação de poropressão) em função do tempo apresenta patamar horizontal expressivo (fig. IV.9) conforme observações feitas por Mesri e Choi (1985). Resulta que a relação entre a percentagem de recalque total e grau de adensamento não é linear (fig. IV.10).

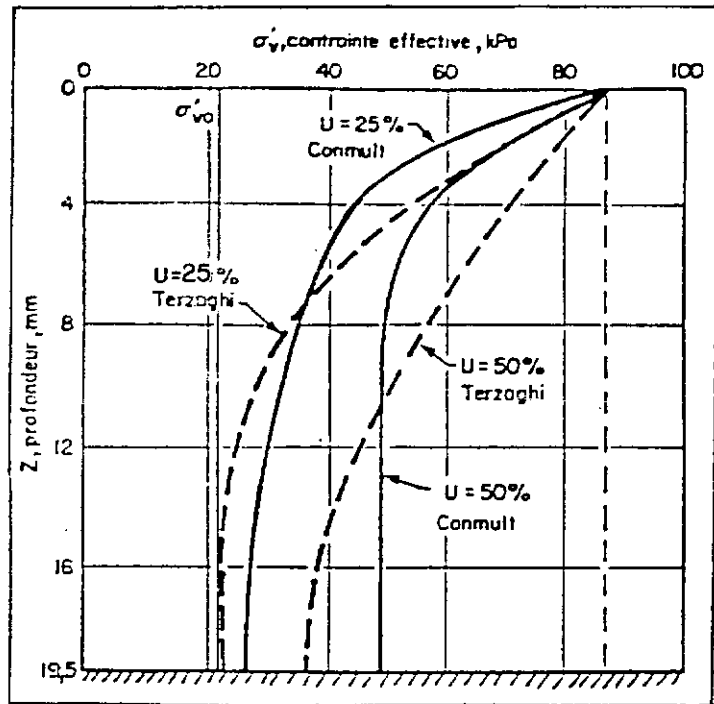


FIG. IV.7a - COMPARAÇÃO ENTRE ISÓCRONAS CALCULADAS E PREVISTAS PELA TEORIA DE TERZAGHI (Tavenas et al, 1979)

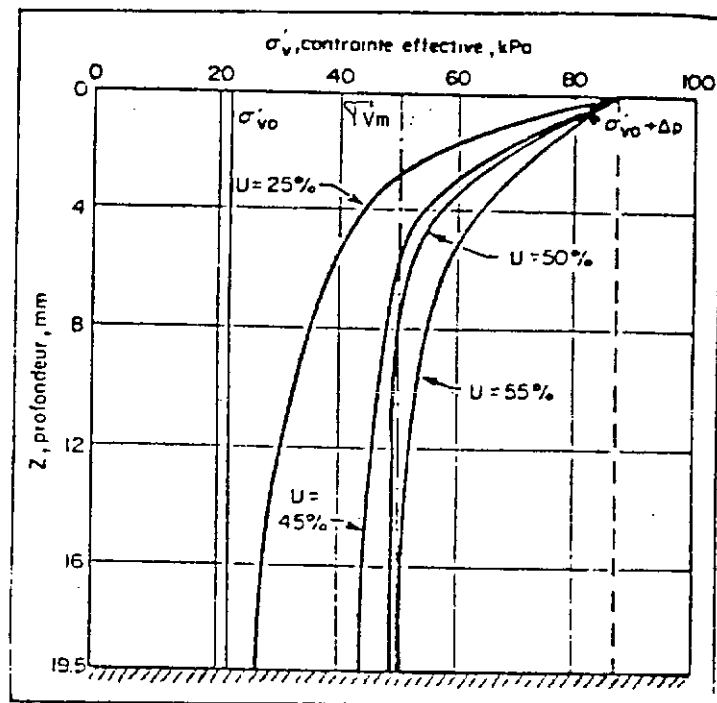


FIG. IV.7b - MODIFICAÇÃO DA FORMA DAS ISÓCRONAS APÓS A PASSAGEM DA TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO (Tavenas et al, 1979)

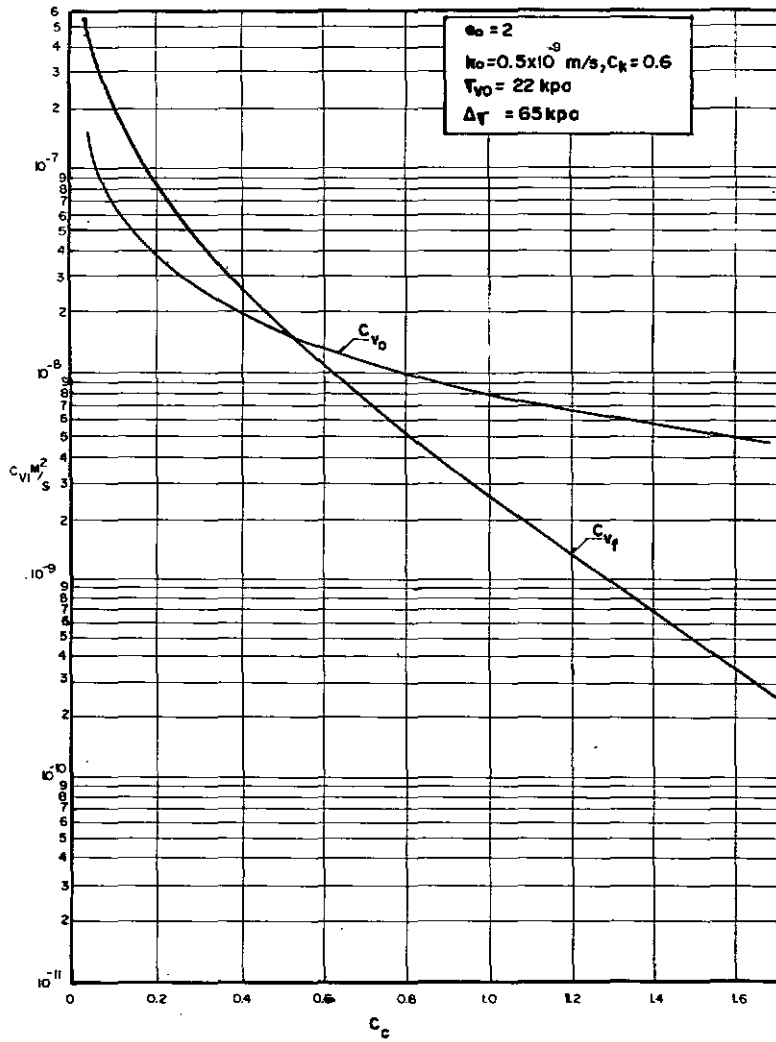


FIG. IV.8 - VARIAÇÃO DE C_v AO LONGO DO ADENSAMENTO PARA DIFERENTES VALORES ESTUDADOS DE C_c ($C_k = 0,6$) (Tavenas et al, 1979)

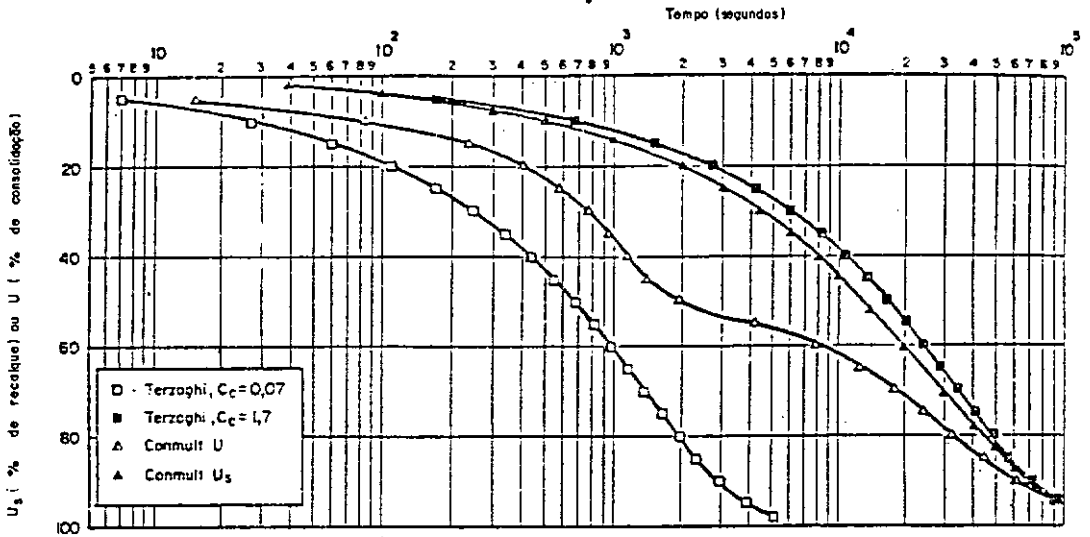


FIG. IV.9 - VARIACÃO DO GRAU DE ADENSAMENTO (U) E DA PERCENTAGEM DE RECALQUE TOTAL (U_s) EM FUNÇÃO DO TEMPO - ARGILA NORMALMENTE ADENSADA AO LONGO DO PROCESSO (Tavenas et al, 1979).

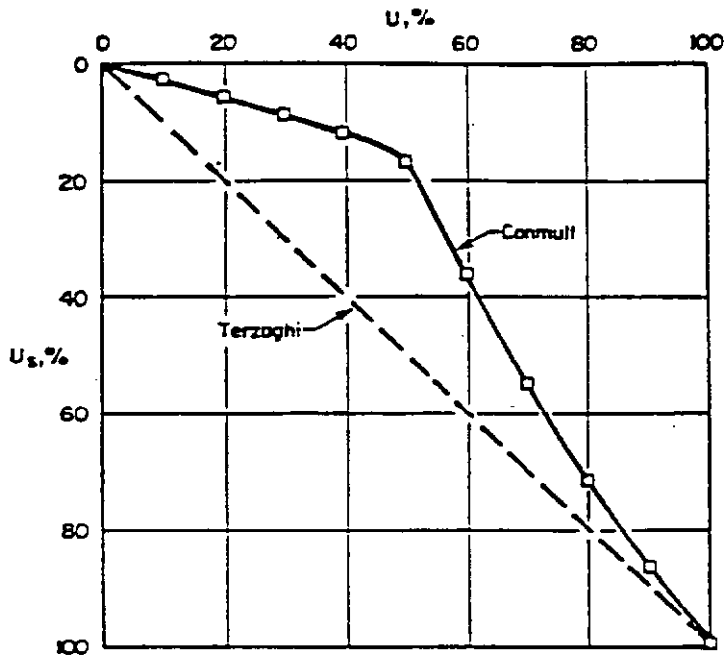


FIG. IV.10 - VARIACÃO DE U_s EM FUNÇÃO DE U (Tavenas et al, 1979)

b) Influência da compressão secundária sobre o desenvolvimento do adensamento (Magnan et al, 1979)

Este estudo, efetuado pelo L.C.P.C., consistiu em estudo paramétrico do coeficiente de compressão secundária ($C_{\alpha e}$) sobre a evolução dos deslocamentos verticais e poropressões ao longo do tempo.

Os cálculos foram realizados em camadas de solos sobre-adensado / drenagem dupla com as seguintes características :

- espessura $h = 5 \text{ m}$
- índice de expansão $C_e = 0,05$
- índice de compressão $C_c = 0,85$
- grau de saturação $S = 100\%$
- taxa de variação de permeabilidade $C_k = 0,6$
- tensão de pré-adensamento $\sigma'_{vo} + 20 \text{ kPa}$
- peso específico real dos grãos $\gamma_g = 27 \text{ kN/m}^3$
- coeficiente de compressão secundária C_{α} variando entre 0 e 0,1

A tabela IV.1 apresenta os valores de índice de vazios e de permeabilidade iniciais ao longo da profundidade.

TABELA IV.1 - VALORES DE PERMEABILIDADE E ÍNDICE DE VAZIOS (Magnan et al, 1979)

PROFUNDIDADE (m)	e_o	k_{vo} ($\times 10^{-9} \text{ m/s}$)
0 - 1	1,62	1,86
1 - 2	1,50	1,18
2 - 3	1,43	0,90
3 - 4	1,35	0,66
4 - 5	1,35	0,55

As análises realizadas geraram entre outros os gráficos mostrados nas figuras IV.11 e IV.12. A fig. IV.11 apresenta a evolução da poropressão no meio da camada em função do grau de adensamento do solo e observa-se que a forma das isócronas depende pouco de $C_{\alpha e}$. Os autores também concluíram que o aumento em $C_{\alpha e}$ acarreta o retardamento na dissipação de poropressões. De forma inversa, como mostra a figura IV.12, os recalques são proporcionais ao aumento de $C_{\alpha e}$.

c) Influência da não saturação sobre o desenvolvimento do adensamento

Este estudo, foi realizado em 2 etapas. Um primeiro estudo avaliou a influência do grau de saturação (S) sobre o desenvolvimento do adensamento de uma camada de solo, cujas características estão reunidas na tabela IV.2, frente a uma distribuição inicial de poropressão imposta. Este estudo concluiu que o valor de S tinha pouca influência sobre o processo, sendo desprezível o atraso na dissipação do excesso de poropressões e no desenvolvimento de recalques.

TABELA IV.2 - PARÂMETROS ADOTADOS
(Magnan et al, 1979)

$e_o = 1,3$	$k_{vo} = 0,89 \times 10^{-9} \text{ m/s}$
$\sigma'_{vm} = 35 \text{ kPa}$	$C_k = 0,60$
$C_s = 0,05$	$C_{\alpha} = 0$
$C_c = 0,85$	$S = 0,9/0,95/0,98/1$

Foram ainda realizados estudos de simulação de ensaio oedométrico incremental (com o objetivo de avaliar novos procedimentos de ensaio) e do ensaio oedométrico com gradiente controlado, descritos em detalhe por respectivamente Magnan et al (1979) e Magnan e Deroy (1984).

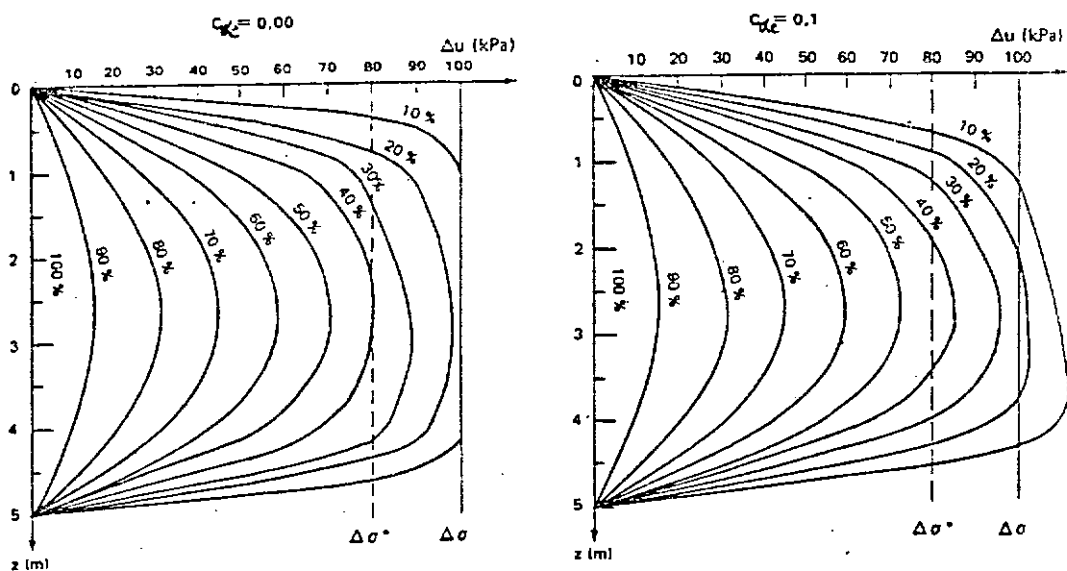


FIG. IV.11 - INFLUENCIA DE $C_{\alpha e}$ NA EVOLUÇÃO DAS ISÓCRONAS DE POROPRESSÃO ($\Delta\sigma^* = \Delta\sigma - \sigma'_{vm} - \sigma'_{vo}$)
(Magnan et al, 1979)

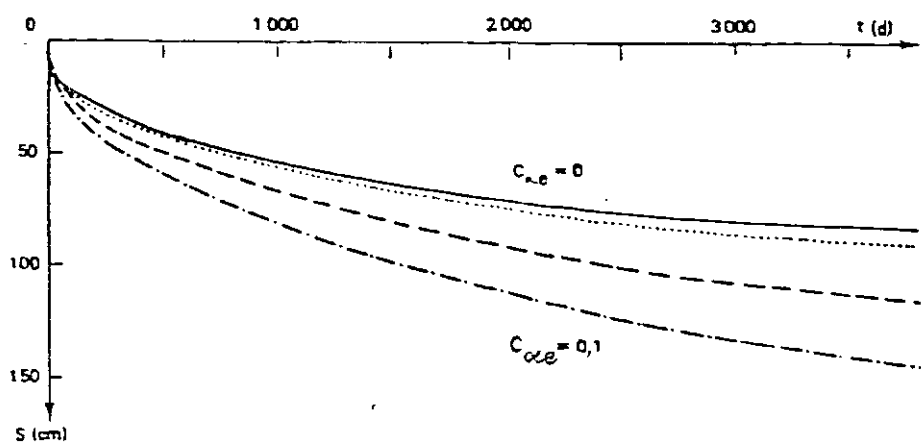


FIG. IV.12 - INFLUENCIA DE $C_{\alpha e}$ NA EVOLUÇÃO DE RECALQUES
(Magnan et al, 1979)

Estudos comparativos com o CONMULTM de uma fórmula aproximada que descreve simplificadaamente o adensamento e a compressão secundária foram apresentados por Magnan e Baghery (1981).

IV.8.3 Aplicações a aterros experimentais

O programa CONMULT-78 foi utilizado para cálculo e análise de um número já considerável de aterros na França e no Canadá.

a) Aterros do sítio experimental de Cubzac-les-Ponts-LCPC

O caso do aterro B (Magnan et al, 1978) exemplifica a aplicação de um modelo de cálculo, bom ao nível de princípios.

A figura IV.13 apresenta a evolução dos recalques calculados com e sem compressão secundária e valores medidos para o aterro B de Cubzac-les-Ponts.

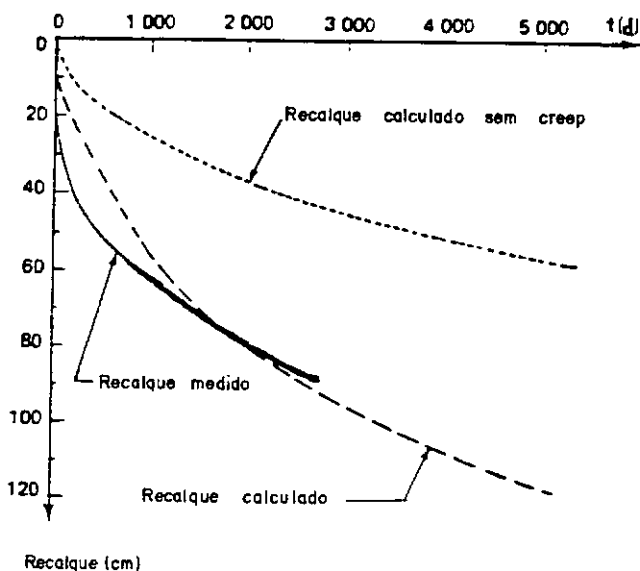


FIG. IV.13 - CURVAS RECALQUE VS TEMPO - ATERRO B CUBZAC-LES-PONTS (Magnan et Baghery, 1981)

Magnan (1986) atribui as dificuldades de previsão a razões como : dispersão dos valores obtidos de pressão de

pré-adensamento (laboratório), variações do N.A., valores muito elevados de $C_{\alpha e}$ para a crosta (laboratório) e a impossibilidade de determinação com precisão do grau de saturação local.

b) Aterros estudados pela Universidade de Laval

De modo geral, os cálculos de deslocamentos verticais efetuados em Laval por meio do CONMULT-3 geravam resultados encorajadores.

A figura IV.14 apresenta alguns resultados das análises realizados por Leblond e Tavenas (1980) para o aterro de Rang de La Concession, muito semelhante à barragem de Juturnaíba em termos de carregamento.

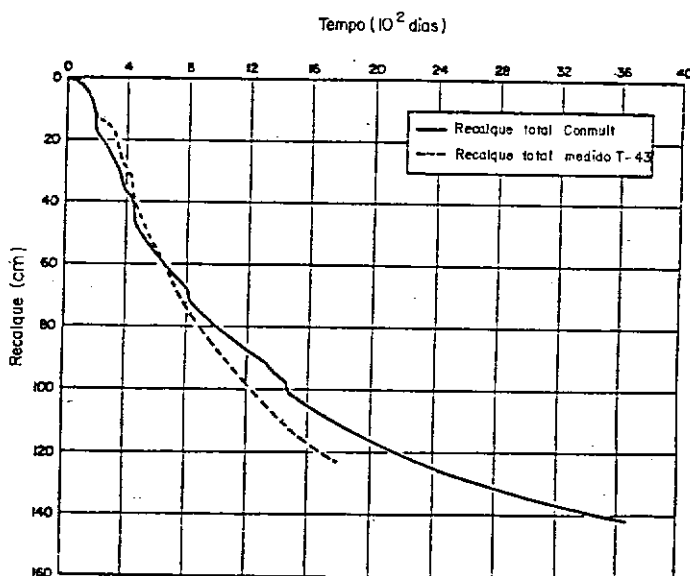
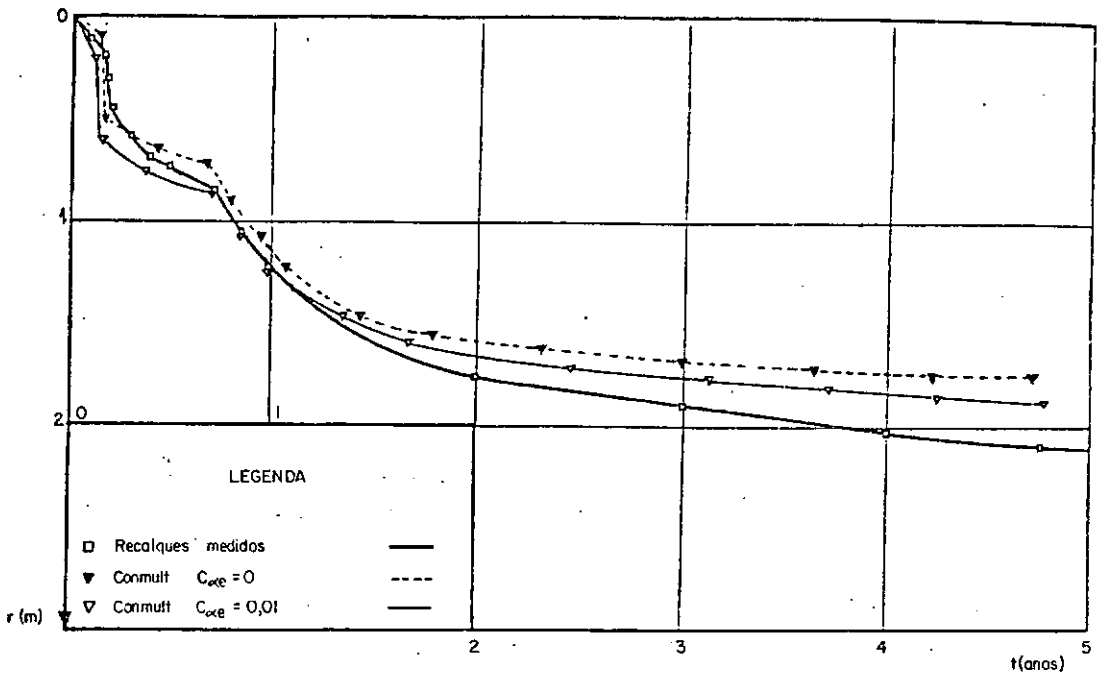


FIG. IV.14 - RECALQUE TOTAL CALCULADO E OBSERVADO, RANG DE LA CONCESSION (Leblond et Tavenas, 1980)

A figura IV.15 apresenta as curvas recalque versus tempo medida e calculada com e sem compressão secundária para o aterro de Berthierville (Brucy, 1977).



**FIG. IV.15 - RECALQUE TOTAL MEDIDO E CALCULADO - BERTHIERVILLE
(Brucy, 1977)**

O programa CONMULT-78 foi também utilizado por Jean et Tavenas (1982) para o estudo de três aterros, próximos à Baía de St. James, Quebec. A comparação entre cálculos e medições foi em geral satisfatória mas para o aterro Rupert, os recalques calculados foram bastante diferentes dos observados. Jean e Tavenas (1982) atribuíram a falha aos valores dos parâmetros geotécnicos obtidos, mais do que à validade do modelo de cálculo.

IV.9 - Estudos realizados pelo Instituto de Geotecnia da Suécia (S.G.I.)

IV.9.1 - Geral

No S.G.I., o programa CONMULT-3 foi reescrito de forma a comportar um modelo de compressão secundária próprio, bem como parâmetros de compressibilidade avaliados pelos ensaios de adensamento CRS usados correntemente na Suécia. Esta versão

contempla ainda a redução de carga devido aos recalques (efeito de submersão).

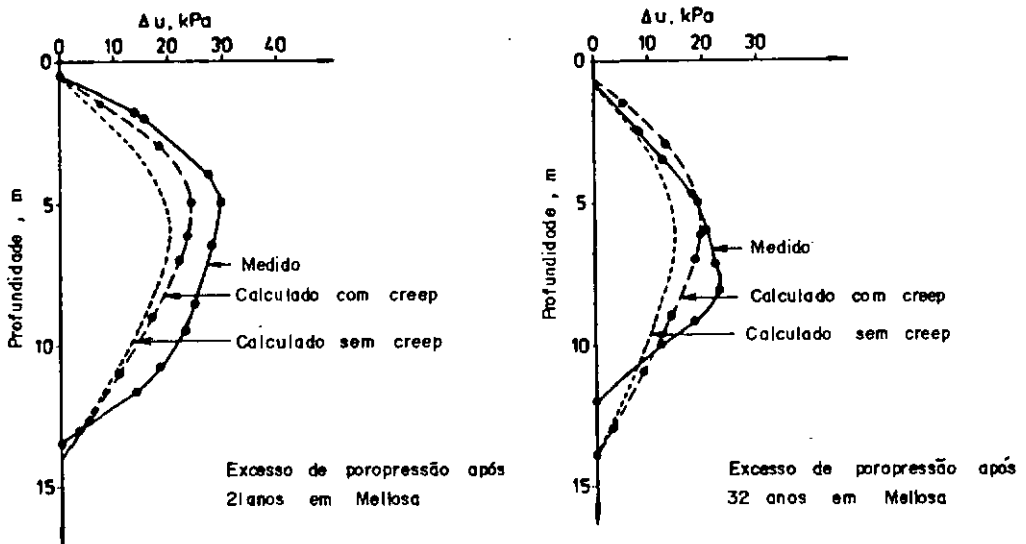
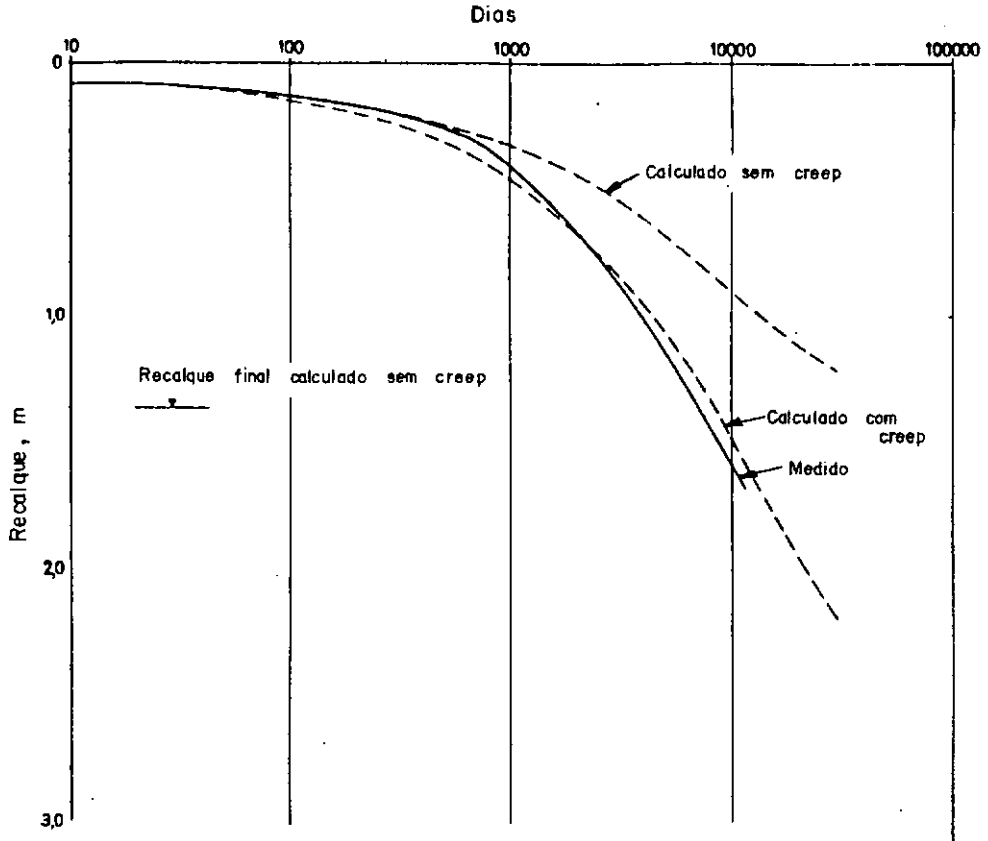
Descrição das premissas básicas e fluxograma desta versão do programa podem ser encontrados em Larson (1986). Nesta mesma referência são encontradas descrições detalhadas dos diversos estudos de consolidação com utilização do CONMULT versão S.G.I.. Os resultados destes estudos são expostos a seguir de forma resumida.

IV.9.2 - Sítio experimental de Lilla Mellösa, Upplands Väsby

Os aterros experimentais de Lilla Mellösa foram construídos em 1947 com o intuito de pesquisa do local apropriado para o novo aeroporto fora de Estocolmo.

A figura IV.16 apresenta as curvas recalque versus tempo medidas e calculadas com e sem consideração da compressão secundária para o aterro em questão e considerando o efeito de submersão (redução de carga devido a submersão do aterro por recalque). O recalque final calculado considerando compressão secundária apresenta boa concordância com o recalque medido enquanto que o recalque calculado sem compressão secundária corresponde a pouco mais da metade do medido ao longo de todo processo de adensamento. As comparações de recalque em profundidade foram parcialmente satisfatórias, mostrando claramente discrepâncias para medidas a longo termo.

A figura IV.17 apresenta o perfil de excesso de poropressão medido e calculado com e sem compressão secundária 21 anos e 32 anos após a construção. Como pode ser observado, a concordância entre poropressão calculada considerando compressão secundária apresenta resultados coerentes com as medidas. Os valores máximos medidos são ligeiramente superiores aos valores calculados. Tendo em vista que os valores de recalques medidos são pouco maiores que o calculado, admite-se (segundo Larson, 1986) que os efeitos de compressão secundária sejam um pouco maiores que os admitidos no cálculo.



IV.9.3 - Sítio experimental de Skä Edeby

Os aterros experimentais de Skä Edeby foram também construídos como parte de estudos geotécnicos visando a implantação de um aeroporto nesta ilha, situada aproximadamente 25 Km a oeste de Estocolmo, com perfis de até 15 m de espessura em argila mole.

A figura IV.18 apresenta as curvas de recalque versus tempo, a diversas profundidades, considerando a compressão secundária. Os recalques finais medido e calculado são semelhantes neste caso; quanto aos valores calculados e medidos em profundidade, algumas discrepâncias são observadas no início do processo de adensamento.

A figura IV.19 apresenta ao longo da profundidade as poropressões medidas e calculadas, bem como o perfil de recalque medido e calculado, 24 anos após a construção. Quanto as poropressões a concordância entre os valores calculados e medidos é boa, independentemente da consideração da compressão secundária. O perfil de recalque em profundidade medido apresenta boa correlação somente com o valor calculado considerando a compressão secundária.

Foram também realizadas análises numéricas do aterro II de Ska Edeby construído em 1961, obtendo-se resultados análogos ao do aterro I (Larson, 1986).

IV.9.4 - Aterro rodoviário de Dalarövägen

Uma estrada ligando Jordbro a Estocolmo foi construída entre 1979 e 1981, sobre um trecho turfoso com espessura variável de 2 a 3 m.

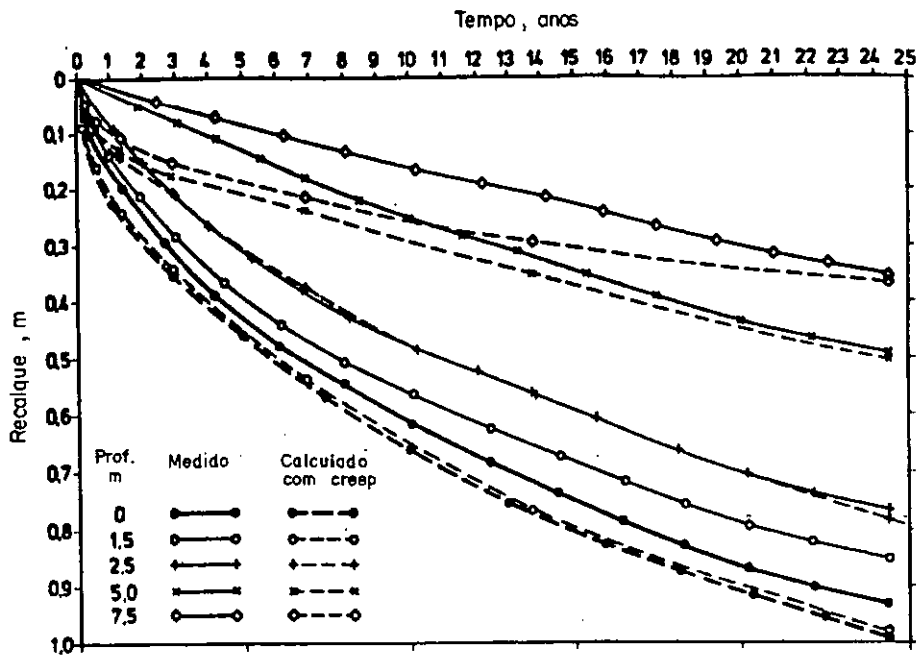


FIG. IV.18 - RECALQUE TOTAL VS. TEMPO - ATERRO SKA EDEBY
(Larson et al, 1986)

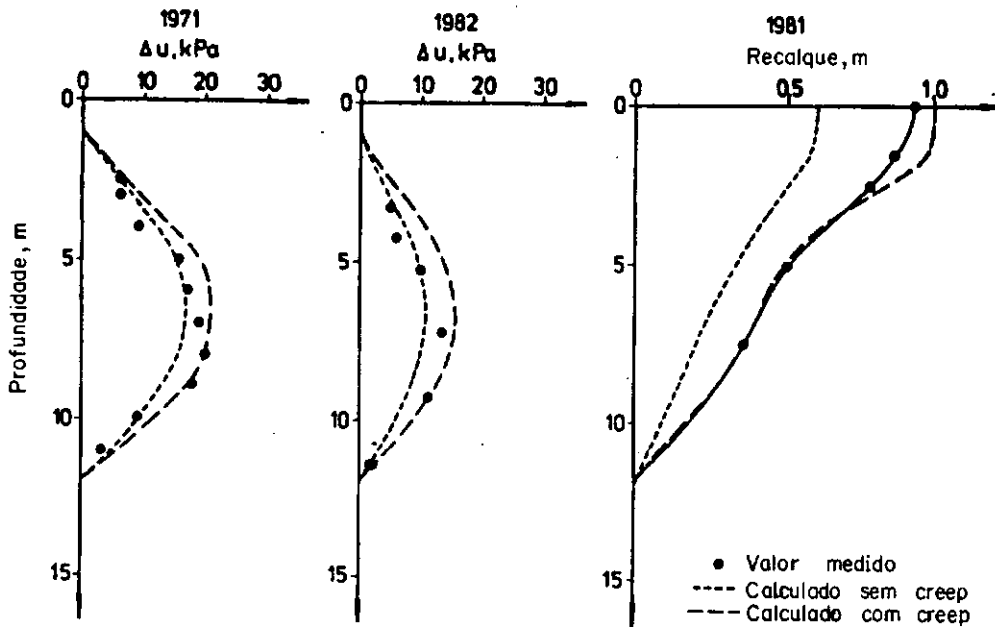


FIG. IV.19 - ATERRO SKA EDEBY - PERFIS DE POROPRESSÃO MEDIDOS E CALCULADOS E DISTRIBUIÇÃO DE RECALQUE VS. PROFUNDIDADE (Larson et al, 1986)

A figura IV.20 apresenta os resultados relativos a deslocamento vertical do aterro em questão. As previsões sem considerar compressão secundária superestimaram os recalques. A inclusão da compressão secundária aumentou mais ainda a discrepância (= 16%). Entretanto a forma das curvas revela boa concordância. Ambas previsões são aceitáveis, segundo Larson (1986), tendo em vista o tipo de material e a extrapolação de resultados de ensaios (amostragem).

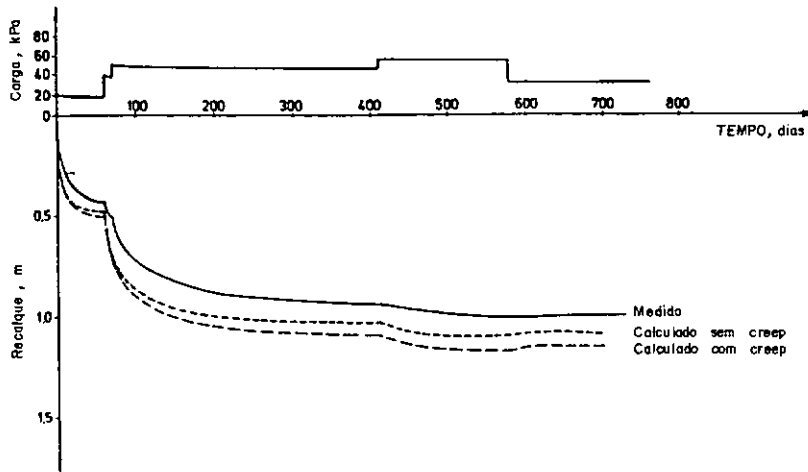


FIG. IV.20 - ATERRO RODOVIÁRIO DALARÖVÄGEN - RECALQUES TOTAIS MEDIDOS E CALCULADOS VS. TEMPO (Larson, 1986)

A figura IV.21 apresenta as curvas de carregamento e de poropressão medida e calculada com compressão secundária ao longo do tempo, revelando boa correlação.

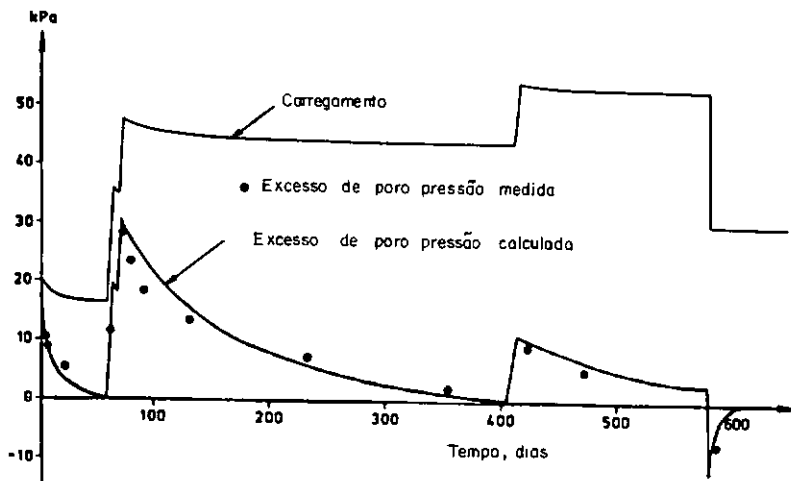


FIG. IV.21 - ATERRO DALARÖVÄGEN - EXCESSO DE POROPRESSÃO MEDIDO E CALCULADO VS. TEMPO (Larson, 1986)

O material turfoso em questão revela grande compressibilidade, grande permeabilidade inicial e moderado comportamento em relação à compressão secundária.

IV.9.5 - Sítio Antoniny

Estes aterros experimentais construídos por etapas entre 1983 e 1985 sobre solos orgânicos calcáreos na Polônia, tiveram por objetivo estudos geotécnicos para a finalidade de implantação de diques para irrigação.

A figura IV.22 apresenta a evolução dos recalques medidos e calculados com o tempo. A comparação entre os recalques medidos com e sem compressão secundária mostra que para períodos relativamente curtos de observação, a compressão secundária tem pequena influência na grandeza dos recalques. O recalque calculado no 1º estágio é superior ao medido, possivelmente devido ao fato de, neste estágio, a compressão estar associada ao índice de recompressão, grosseiramente estimado. Considerando o fato das deformações iniciais superestimadas, a concordância é razoável. Observou-se excelente concordância entre recalques calculados e medidos em profundidade.

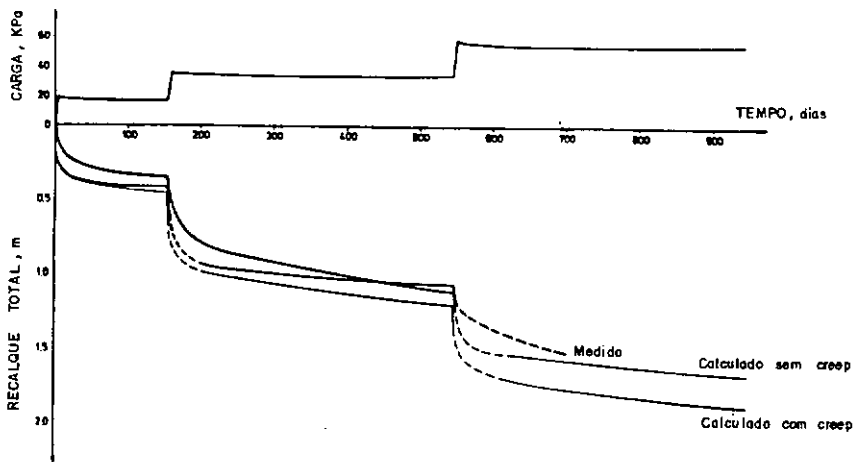


FIG. IV.22 - SÍTIO ANTONINY - RECALQUE TOTAL MEDIDO E CALCULADO VS. TEMPO (Larson, 1986)

A figura IV.23 apresenta a evolução da poropressão medida e calculada com o tempo (prof. 4,5 m). Como pode ser observado os valores são semelhantes considerando-se ou não a compressão secundária.

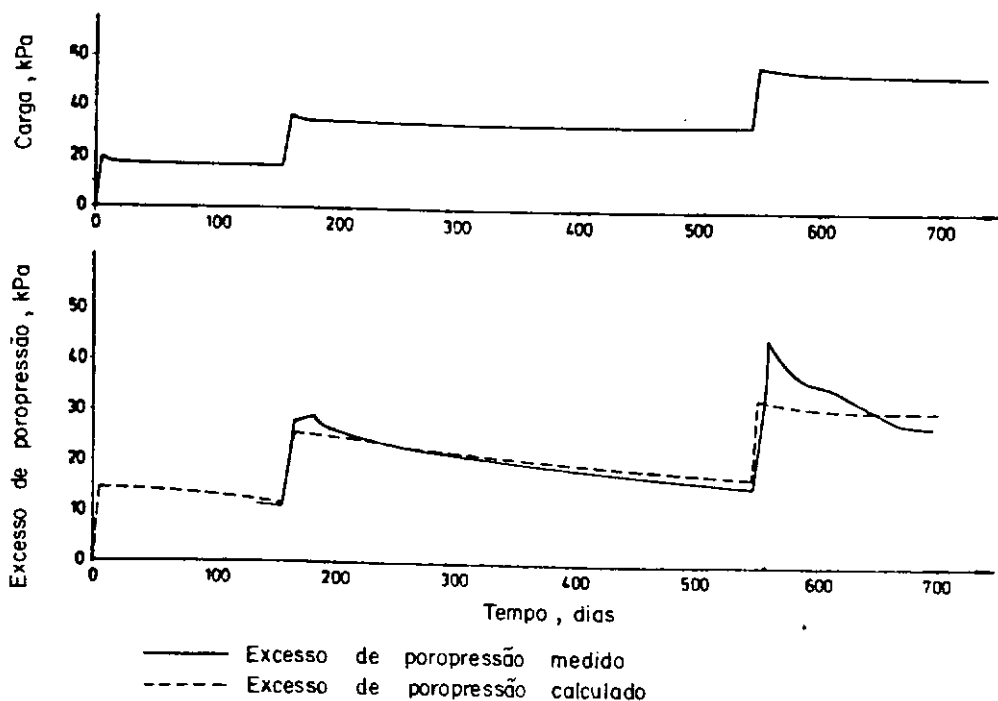


FIG. IV.23 - SITIO ANTONINY - EXCESSO DE POROPRESSÃO MEDIDO E CALCULADO VS. TEMPO (Larson, 1986)

IV.10 - Estudos com o CONMULTM realizados na COPPE - UFRJ

IV.10.1 - Tese de Doutorado de Santos Neto (COPPE, 1990)

A tese versa sobre um estudo experimental da compressibilidade de solos não saturados com bolhas de ar oclusas. Neste estudo o programa CONMULT foi utilizado pelo fato de poder ser aplicado à previsão de recalques por adensamento em solos não saturados, além de minimizar a maioria das restrições da Teoria de Terzaghi. Seus resultados foram utilizados para comparação com o método proposto pelo autor para estimativa de recalques em solos com bolhas de ar oclusas.

Segundo Santos Neto (1990) as comparações da variação dos recalques ao longo do tempo não foram muito satisfatórios, fato

atribuído principalmente à forma de consideração de compressibilidade do fluido intersticial feita pelo CONMULTM.

O programa leva em conta a não saturação do solo aplicando um redutor à poropressão, significando na prática que, parte do carregamento inicial vai para o esqueleto sólido. Neste redutor surge o coeficiente de compressibilidade do fluido (a_v) definido pela expressão mostrada na fig. IV.4 e contestada por Santos Neto (1990). Este autor enfatiza que somente estudos com medições de recalques em casos reais de solos não saturados com posterior comparação com as previsões do método referido podem sanar as dúvidas. O mesmo autor ilustra o fato de que a equação de compressibilidade do fluido intersticial do programa residir em generalização de uma equação obtida para determinado solo e sob determinadas condições.

IV.10.2 - Projeto Final de Curso da EEUFRJ (Lopes, 1990)

O objetivo do citado projeto foi o de realizar estudos, previsões de recalques e poropressões e respectivas análises comparativas com os dados de instrumentação disponíveis do Aterro Experimental II construído pelo IPR/DNER sobre a argila mole do Sarapuí, Baixada Fluminense. O aterro possui sete seções instrumentadas, sendo utilizadas para a referida análise as seções A e G sem drenos. Todos os parâmetros e índices geotécnicos foram obtidos da extensa campanha de ensaios oedométricos (e.g., Coutinho e Lacerda, 1977).

As figuras IV.24a e IV.24b apresentam as curvas de recalque ao longo do tempo medidas e calculadas considerando ou não o efeito da submersão (diminuição da carga com os recalques) para as seções A e G do aterro, respectivamente.

A figura IV.25 apresenta os perfis de recalques em profundidade, calculados e medidos 2200 dias após construção, para as seções A e G.

A figura IV.26 apresenta a evolução da poropressão calculada e medida por piezômetros Casagrande ao longo do tempo para as seções A e G respectivamente. Estas figuras referem-se às medições de piezômetros situados aproximadamente no meio da camada compressível.

Como pode ser observado, as previsões de recalque total para ambas as seções apresentaram bons resultados, sendo que na seção A a curva medida situa-se dentro do domínio do cálculo numérico. A seção G apresenta pequena discrepância sistemática, com tendência à diminuição a partir dos 2000 dias. Quanto à distribuição de recalque em profundidade, os resultados são razoáveis, principalmente tendo em vista a simplificação que o programa adota quanto à distribuição do acréscimo de tensões totais ao longo da profundidade oriunda do carregamento.

Os resultados de poropressão para a seção A apresentam excelente concordância com os valores medidos pelo piezômetro Casagrande Ca. Quanto à seção G, observa-se que as poropressões estimadas são maiores. Entretanto, segundo Lopes (1990) o paralelismo entre as curvas calculada e medida indica velocidades de dissipação semelhantes.

Segundo este mesmo autor, o programa em questão, face aos resultados obtidos, constitui-se em ferramenta adequada à previsão de recalques. A discrepância entre resultados medidos e calculados nunca foi superior a 30%. Quanto às poropressões, a qualidade das medições de alguns piezômetros é questionada, bem como o modelo de cálculo utilizado pelo programa, o qual é independente do utilizado para cálculo de recalques (ver fig. IV.10).

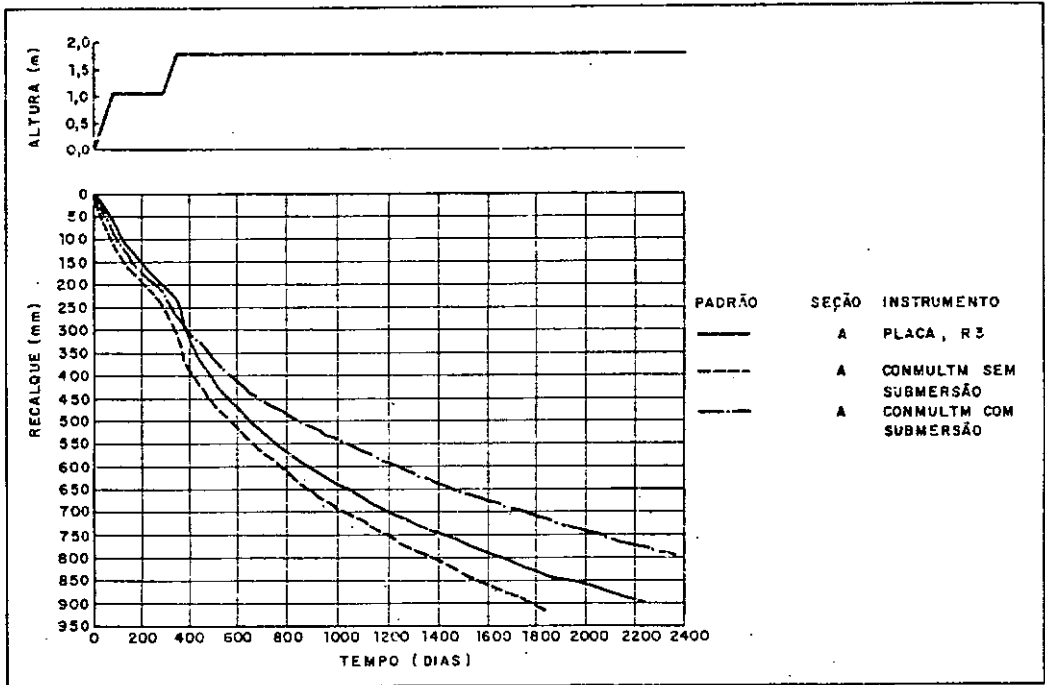


FIG. IV. 24 a - GRÁFICO RECALQUE x TEMPO
SARAPUÍ- ATERRO EXPERIMENTAL II
SEÇÃO A

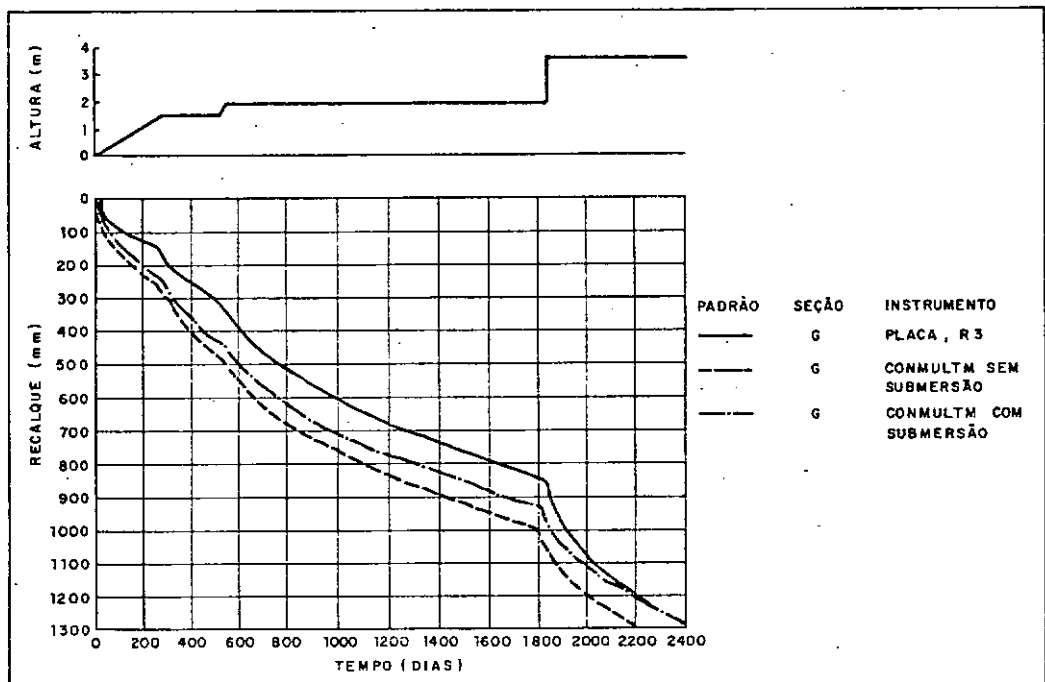
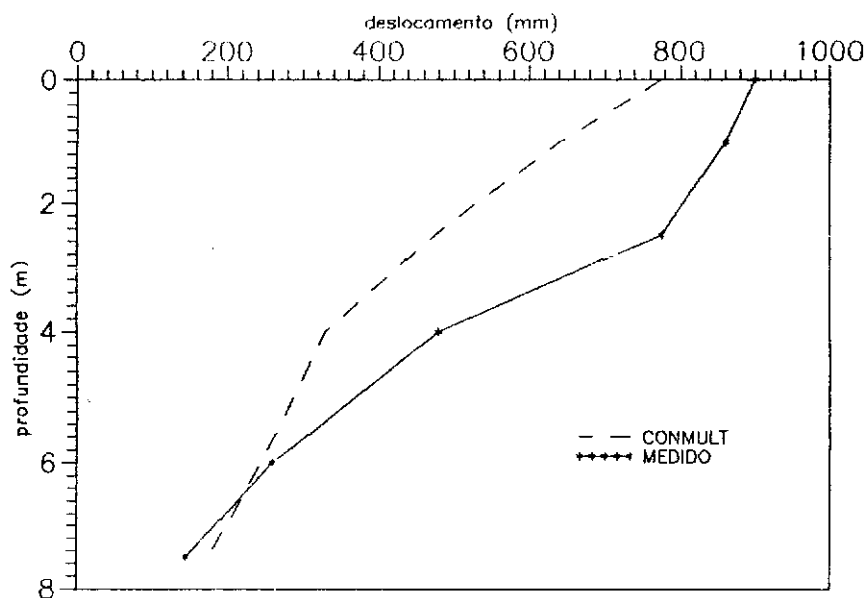
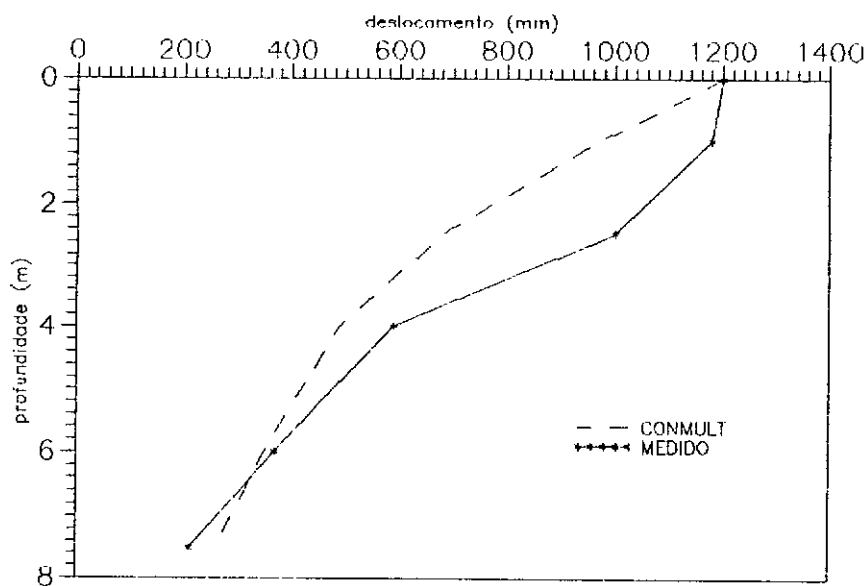


FIG. IV. 24 b - GRÁFICO RECALQUE x TEMPO
SARAPUÍ- ATERRO EXPERIMENTAL II
SEÇÃO G



**FIG. IV.25a - RECALQUE MEDIDO E CALCULADO EM PROFUNDIDADE
SEÇÃO A - 2200 DIAS (Lopes, 1990)**



**FIG. IV.25b - RECALQUE MEDIDO E CALCULADO EM PROFUNDIDADE
SEÇÃO G - 2200 DIAS (Lopes, 1990)**

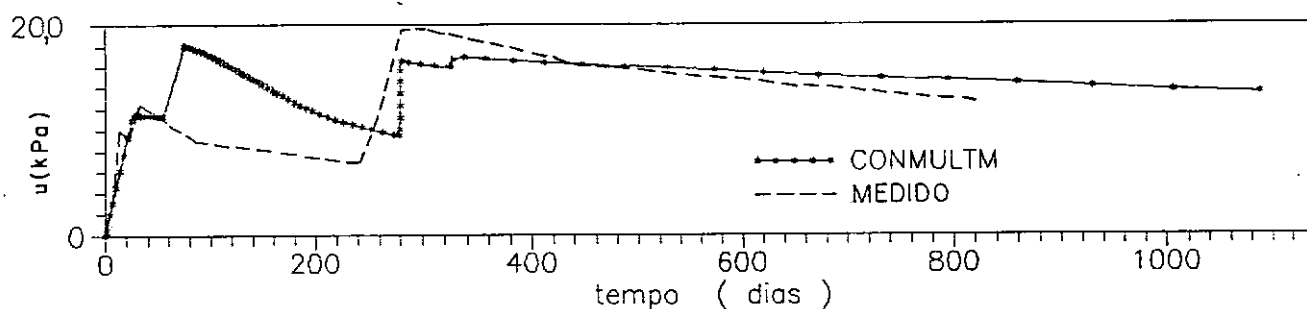


FIG. IV. 26a - EXCESSO DE POROPRESSÃO MEDIDO E CALCULADO VS. TEMPO - SEÇÃO A PIEZÔMETRO C3 (Lopes, 1990)

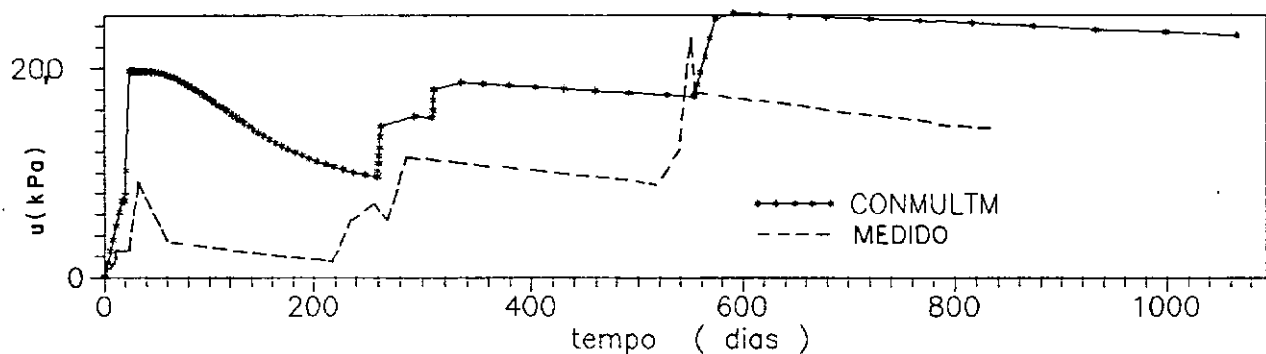


FIG. IV. 26b - EXCESSO DE POROPRESSÃO MEDIDO E CALCULADO VS. TEMPO - SEÇÃO G PIEZÔMETRO C3 (Lopes, 1990)

IV.11 - Uso e aplicação do programa CONMULTM

A aplicação da versão modificada do programa em estudo de aterros na Suécia (S.G.I.) apresentou excelentes resultados em todos aspectos de previsão. No Canadá (Laval) e França (L.C.P.C.) os resultados apresentaram qualidade variada.

No L.C.P.C., os estudos realizados indicam que a previsão de recalque total é quase sempre inferior ao recalque total medido e que o recalque por camada não é corretamente calculado. O comportamento do recalque em profundidade assemelha-se apenas grosseiramente ao perfil de recalques reais medidos para cada camada. A poropressão gerada no modelo é geralmente superior à medida e a velocidade de dissipação no

modelo é inferior aquela dos valores observados de campo. Em nenhum dos casos estudados no L.C.P.C., foi constatada previsão correta simultânea de poropressão, recalque total e recalque por camadas.

Os estudos de Laval (CONMULT-3) mostram que apesar da boa previsão de recalque total, a distribuição de recalque por camadas difere da observada e a dissipação de poropressão é mais rápida no cálculo do que a observada nas medições. Segundo Bouchard et al (1982), em nenhum caso são previstos simultaneamente e corretamente o recalque total, a poropressão e o recalque por camada. Ainda segundo este mesmo autor, o método de cálculo se presta particularmente bem à construção por etapas, desta forma calibrando-se os parâmetros para aplicá-los a etapas posteriores.

Em termos de influência da compressão secundária no desenvolvimento de recalques, os estudos do S.G.I. e do L.C.P.C. apresentam conclusões contraditórias. Nos estudos do S.G.I. a sensibilidade da variação dos valores de $C_{\alpha e}$ nos resultados é pequena. A consideração ou não de compressão secundária ($C_{\alpha e} \neq 0$ ou $C_{\alpha e} = 0$), porém apresenta diferença significativa.

O programa CONMULTM, baseado em ferramenta matemática poderosa (diferenças finitas), não linearidade da relação tensão-deformação e superposição das compressões primária e secundária, assume papel destacado nas análises desta dissertação. A solução aproximada, possibilitada pelo método numérico associado a processamento computacional, reduz a complexidade dos cálculos envolvidos pelos aspectos citados. Assume especial importância o acompanhamento dos principais parâmetros relevantes ao adensamento, bem como a possibilidade de análise a partir de um perfil de excesso de poropressão fornecido por instrumentação, por exemplo, e que a cada etapa pode calibrar as previsões para carregamentos posteriores.

CAPITULO V

ANALISES REALIZADAS

V.1 - Introdução

As análises realizadas com o programa CONMULT na barragem de Juturnaíba relacionadas a deslocamentos verticais e poropressões, envolveram naturalmente a obtenção de uma série de dados tais como : perfis geotécnicos, evolução do carregamento com o tempo e parâmetros geotécnicos. A obtenção dos parâmetros geotécnicos de análise envolveu a determinação do coeficiente C_k , critérios e procedimentos utilizados para adoção do índice de vazios e coeficientes de permeabilidade iniciais, tensões verticais efetivas inicial e de pré-adensamento, parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) e de compressão secundária ($C_{\alpha e}$).

Igualmente importante é a definição da lei de carregamento e o estudo da influência da consideração ou não da submersão do aterro durante o processo de adensamento da fundação. Apresenta-se também o tratamento de dados de poropressões medidas, os quais envolveram correções relativas às variações do nível d'água e tipo de instrumento.

V.2 - Considerações preliminares

O caráter predominantemente unidimensional das deformações foi verificado teoricamente através de métodos elásticos de distribuição de tensões totais, procurando simular a geometria do aterro (Poulos e Davis, 1974). Verificou-se, para uma espessura típica de fundação de 4 metros, que o acréscimo de tensão total transmitida ao longo da profundidade da fundação é praticamente o mesmo, com discrepância inferior a 3%. Desta forma as análises a seguir apresentadas para o eixo da barragem podem ser aproximadamente consideradas supondo-se um carregamento uniforme.

Outro aspecto importante a abordar é o tipo de carregamento. Para carregamentos praticamente não drenados com baixos fatores de segurança, como o aterro experimental levado à ruptura, o presente modelo de análise unidimensional não se aplica em função de expressivas deformações horizontais. A barragem de Juturnaíba, que apresenta fator de segurança em relação à condição de final de construção variável de 1,3 a 1,5, permite a aplicação deste modelo.

V.3 - Perfis geotécnicos de análise

Os perfis geotécnicos de análise foram baseados em sondagens à percussão realizadas ao longo do eixo no trecho II, por ocasião do início da execução da obra. Estas investigações deram origem aos perfis geotécnicos transversais da estaca 15 e 25 e do perfil geotécnico longitudinal do trecho, respectivamente apresentados pelas figuras V.1, V.2 e V.3. Estas informações foram complementadas e/ou adaptadas tendo por base o perfil geotécnico geral do depósito por ocasião dos estudos do aterro experimental (ver capítulo II) .

A figura V.4 apresenta simplificadamente os perfis de análise. Comparando estes perfis com o perfil geral onde estão caracterizadas todas as camadas do depósito e considerando a continuidade aproximada destas por cotas, procedeu-se à discretização dos respectivos perfis de análise em diversas subcamadas correspondentes à classificação adotada por Coutinho (1986). Por conveniência, a codificação das camadas será a mesma. A tabela V.1 apresenta as espessuras de cada camada e subcamada por perfil de análise. Cabe esclarecer que o índice alfanumérico após o tipo de camada refere-se à sequência de profundidade de amostragem para ensaios oedométricos. Por exemplo, a camada III, conforme o perfil de análise adotado, pode apresentar até 6 subcamadas (a, b, c, d, e, f). Em cada perfil de análise não necessariamente estão presentes todas as camadas ou subcamadas discutidas na tabela II.2, tendo em vista

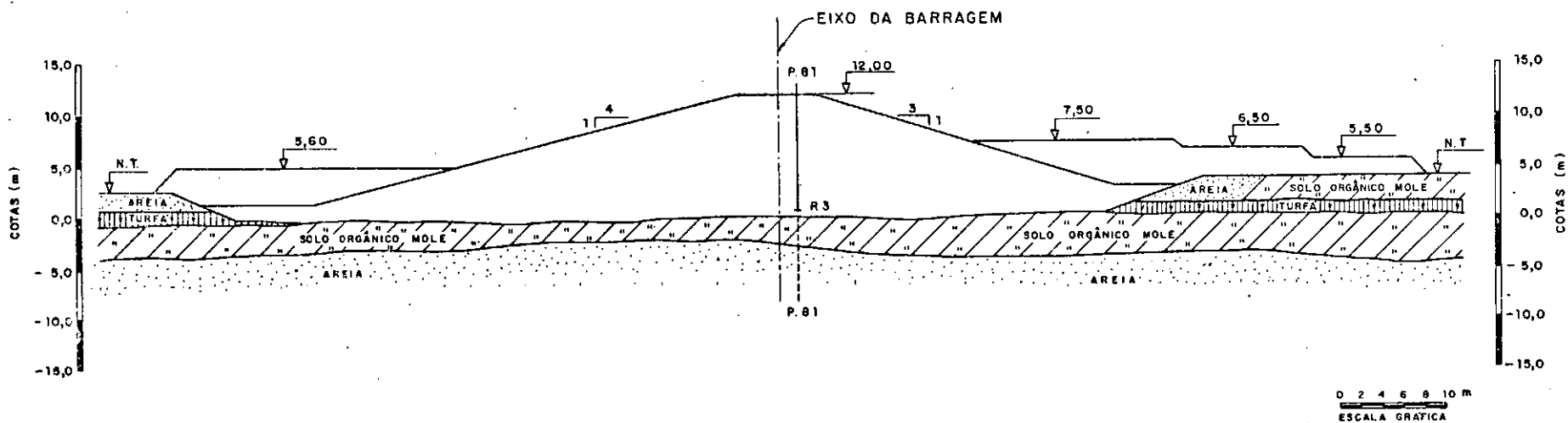


FIG. V. 1 - SEÇÃO TRECHO II - BARRAGEM DE JUTURNAÍBA (EST.-15)

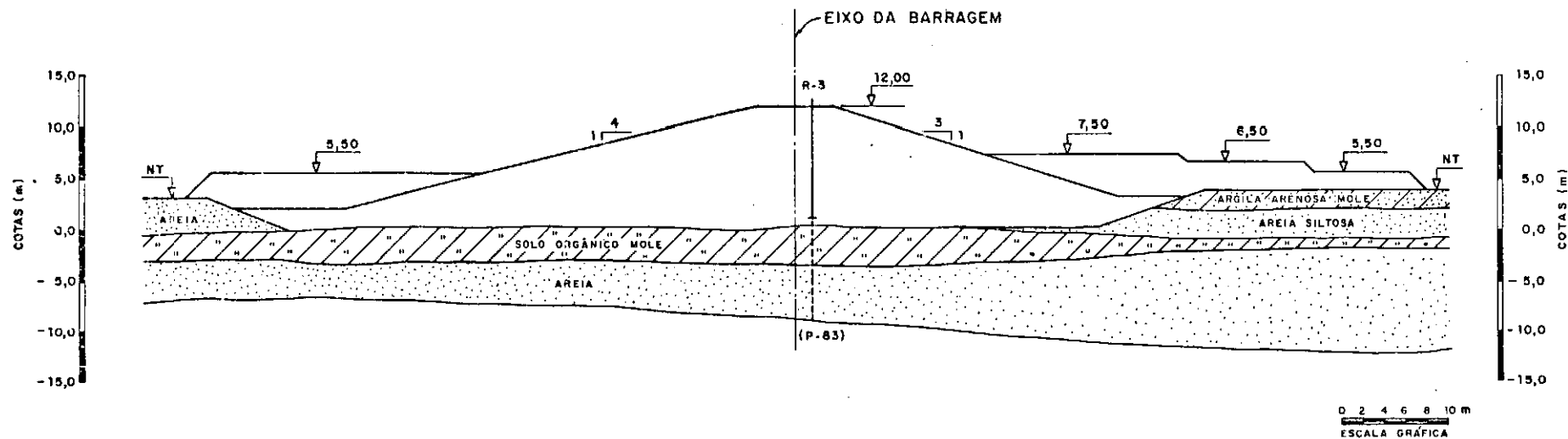


FIG. V. 2 - SEÇÃO TRECHO II - BARRAGEM DE JUTURNAÍBA (EST.-25)

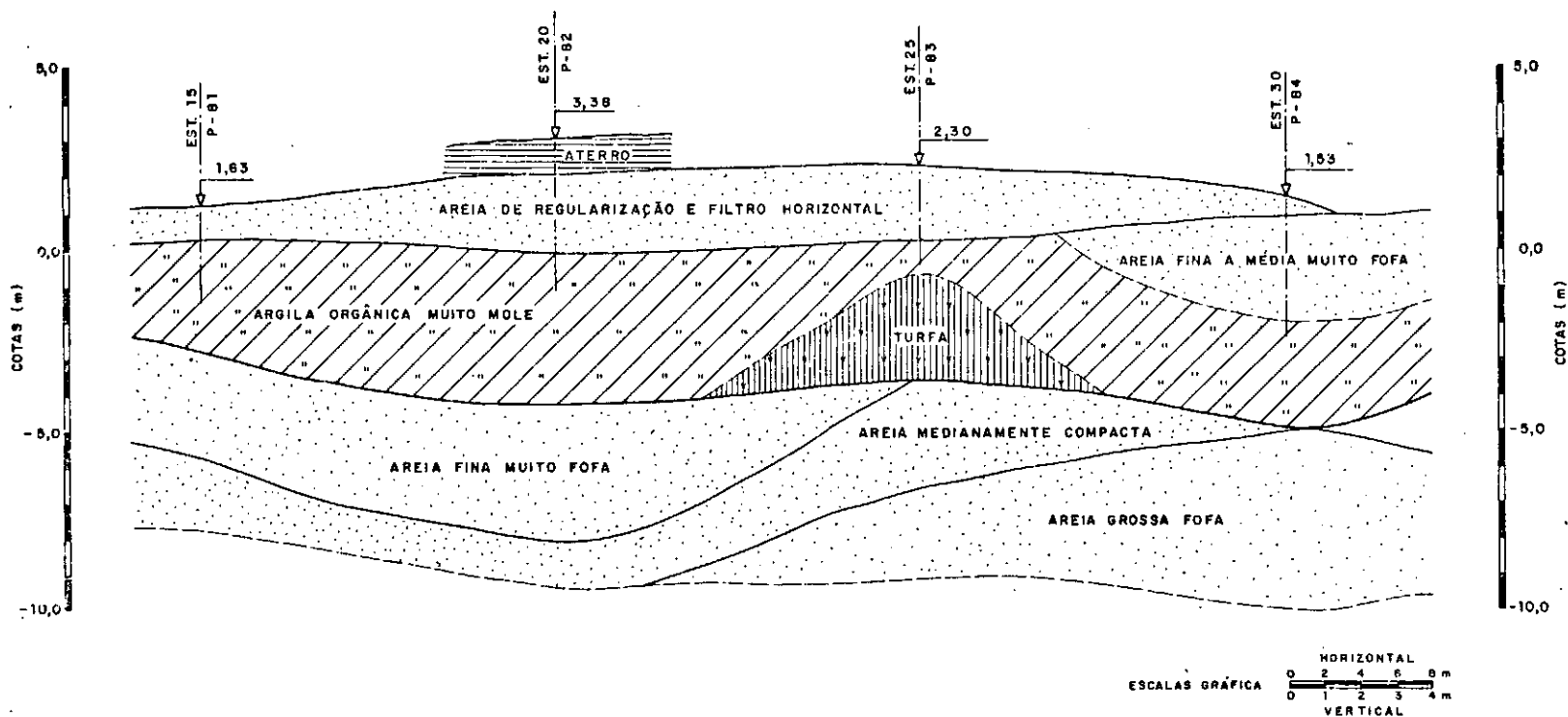
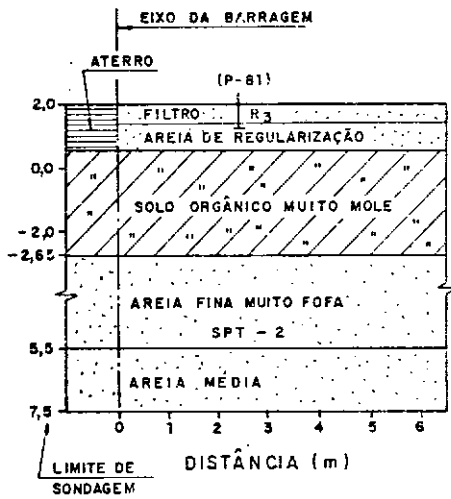
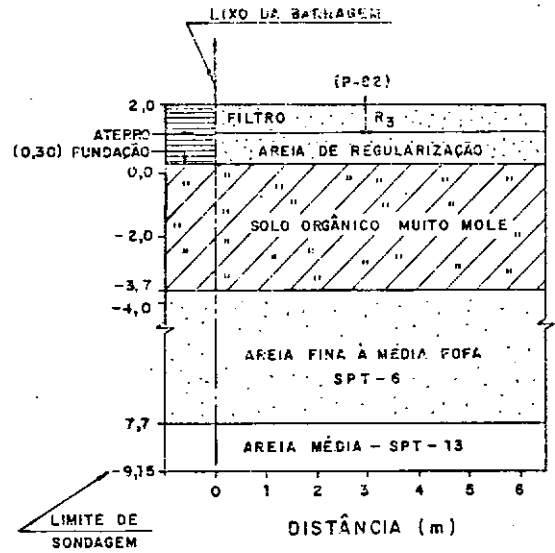


FIG. V. 3 - PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL



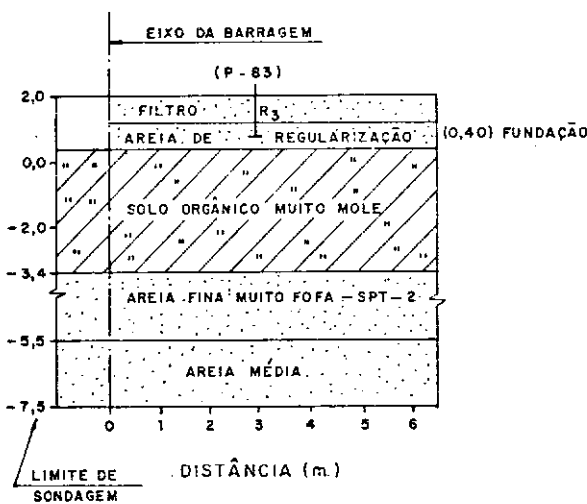
ESTACA 15

ATERRO

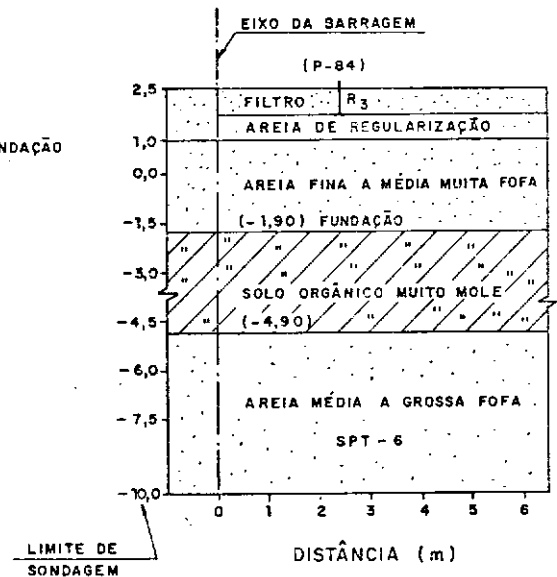


ESTACA 20

ATERRO



ESTACA 25



ESTACA 30

FIG. V.4 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - PERFIS GEOTÉCNICOS DE ANÁLISE (Coutinho, 1990)

a interpretação de Coutinho (1986) quanto à provável disposição de camadas sob a barragem no trecho analisado.

TABELA V.1 - BARRAGEM DE JUTURNAÍBA
ANÁLISE - PROGRAMA CONMULTM

CAMADA	ESPESSURAS (m)			
	ESTACA 15	ESTACA 20	ESTACA 25	ESTACA 30
AREIA	-	-	-	2,90
IIa	0,50	0,50	0,50	0,50
IIb	0,25	0,25	0,25	0,25
IIIa	0,25	0,25	0,25	0,25
IIIb	0,50	0,50	2,80	0,50
IIIc	0,50	0,50	-	0,50
IIId	0,50	0,50	-	0,50
IIIe	0,65	0,50	-	0,50
IIIf	-	0,25	-	-
IVa	-	0,25	-	-
IVb	-	0,25	-	-
V	-	0,25	-	-

V.4 - Parâmetros geotécnicos de análise - Critérios e procedimentos adotados

Cada subcamada do depósito foi objeto de número variável de ensaios oedométricos, gerando deste modo grupos de resultados e gráficos.

Os valores de tensão vertical efetiva "in situ" σ'_{vo} foram obtidas da figura II.10, conforme a profundidade média da subcamada em questão, considerando escavação. Para a tensão de pré-adensamento de cada subcamada foi adotado o valor médio dos resultados obtidos dentre os ensaios realizados para cada

subcamada (figura II.10). Este mesmo procedimento foi utilizado na determinação do índice de vazios inicial e dos índices de compressibilidade CR e SR, sendo :

$$C_c = CR (1 + e_o) \quad \text{e} \quad C_g = SR (1 + e_o) \quad (V.1)$$

A adoção do índice de expansão C_g ao invés de C_r segue recomendações oriundas de Ladd (1973) e de Coutinho (1990).

Para o coeficiente de compressão secundária, foi adotado de modo simplificado um valor por camada, dentre as várias curvas apresentadas (ver figuras II.15). O valor adotado corresponde ao valor médio $C_{\alpha e}$ para intervalo de pressões correspondente àquelas esperadas para o carregamento da barragem. O valor adotado no programa CONMULT é o $C_{\alpha e}$ expresso por :

$$C_{\alpha e} = C_{\alpha e} (1 + e_o) \quad (V.2)$$

Deste modo, apesar de adotado um único valor de $C_{\alpha e}$ para cada camada, cada subcamada aparece com um valor distinto deste coeficiente, já que possui valores distintos de índice de vazios inicial (e_o).

Os dados de permeabilidade, apresentados no anexo I, foram objeto de estudo estatístico (regressão linear). Determinou-se para cada ensaio oedométrico a taxa de variação do coeficiente de permeabilidade (C_k) em função do índice de vazios. Nos estudos foram utilizados os valores de coeficiente de permeabilidade obtidos pelo Método de Taylor (\sqrt{t}) e o índice de vazios médios de cada estágio dos ensaios. Tendo em vista que os perfis geotécnicos de análise não incluem a camada número I, calculou-se C_k e k_{vo} somente para as camadas II, III, IV e VI. A tabela V.2 apresenta as equações de ajuste e os valores de C_k correspondentes a cada ensaio oedométrico.

TABELA V.2 - EQUAÇÕES DE VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE COM ÍNDICE DE VAZIOS

CAMADA	ENSAIO	PROF. (m)	EQUAÇÃO DE REGRESSÃO	C_k	k_{vo} ($\times 10^{-9}$ m/s)
II	1	3,0	$e = 0,639 \ln k_v + 15,050$	1,47	3,8
II	2	3,0	$e = 0,610 \ln k_v + 13,371$	1,41	30,0
II	3	3,0	$e = 0,854 \ln k_v + 16,345$	1,97	34,0
II	4	3,0	$e = 0,555 \ln k_v + 12,344$	1,28	53,0
II	5	3,5	$e = 0,543 \ln k_v + 12,559$	1,25	27,0
III	1	3,5	$e = 0,524 \ln k_v + 11,970$	1,21	3,3
III	2	3,5	$e = 0,734 \ln k_v + 15,519$	1,00	7,5
III	3	3,5	$e = 0,512 \ln k_v + 12,093$	1,18	1,8
III	4	4,0	$e = 0,527 \ln k_v + 11,875$	1,21	4,2
III	6	4,0	$e = 0,469 \ln k_v + 10,342$	1,08	18,0
III	7	4,0	$e = 0,552 \ln k_v + 12,905$	1,27	1,3
III	8	4,5	$e = 0,593 \ln k_v + 12,735$	1,37	5,1
III	9	4,5	$e = 0,453 \ln k_v + 10,406$	1,04	10,0
III	10	5,0	$e = 0,350 \ln k_v + 8,462$	0,81	43,0
III	11	5,0	$e = 0,498 \ln k_v + 10,953$	1,15	11,0
III	12	5,0	$e = 0,426 \ln k_v + 9,818$	0,98	16,0
III	13	5,5	$e = 0,681 \ln k_v + 15,049$	1,57	1,1
III	14	5,5	$e = 0,455 \ln k_v + 10,682$	1,05	5,7
III	15	6,0	$e = 0,434 \ln k_v + 10,504$	1,00	4,3
IV	1	6,0	$e = 1,296 \ln k_v + 23,160$	2,99	8,2
IV	2	6,3	$e = 0,859 \ln k_v + 20,949$	1,98	3,4
IV	3	6,5	$e = 1,251 \ln k_v + 25,883$	2,88	7,0
IV	4	7,0	$e = 0,819 \ln k_v + 19,483$	1,89	9,7
VI	1	6,5	$e = 0,092 \ln k_v + 2,738$	0,21	0,58
VI	2	6,5	$e = 0,093 \ln k_v + 2,610$	0,21	2,8

Continua

TABELA V.2 (Continuação)

VI	3	6,5	$e = 0,070 \ln k_v + 2,117$	0,16	22,6
VI	4	6,9	$e = 0,110 \ln k_v + 2,715$	0,25	11,3
VI	5	6,9	$e = 0,046 \ln k_v + 1,819$	0,11	19,8
VI	6	7,0	$e = 0,113 \ln k_v + 2,893$	0,26	3,2

O valor de C_k de cada subcamada adotado nas análises correspondeu ao valor médio dentre os valores obtidos em cada subcamada. O valor do coeficiente de permeabilidade inicial foi calculado para cada uma das equações de regressão tendo por base os respectivos índices de vazios iniciais de cada subcamada. Para o valor de k_{vo} de análise de cada subcamada adotou-se o valor calculado mais coerente com o C_k escolhido, tendo em vista alguns valores erráticos presentes.

Cabe citar que, por orientação de Coutinho (1990), adotou-se para a camada V parâmetros geotécnicos idênticos aos da camada III-f.

As tabelas V.3, V.4, V.5 e V.6 apresentam o resumo de todos os parâmetros e índices necessários adotados respectivamente para as análises das estacas 15, 20, 25 e 30.

TABELA V.3 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - ESTACA 15
PARAMETROS DE ANALISE - PROGRAMA CONMULTM

Camada	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	e_o	C_s	C_c	$C_{\alpha e}$	C_k	K_{vo} ($\times 10^{-8}$ m/s)
IIa	45,0	1,0	5,81	0,16	3,26	0,1089	1,53	3,0
IIb	55,0	2,5	4,94	0,21	2,80	0,0950	1,25	2,7
IIIa	36,0	4,0	4,37	0,19	2,04	0,0644	1,13	0,4
IIIb	44,0	5,0	4,31	0,20	2,08	0,0637	1,19	0,8
IIIc	40,0	7,0	3,84	0,24	1,66	0,0581	1,21	0,8
IIId	38,0	9,0	3,69	0,16	1,68	0,0563	0,98	0,2
IIIe	42,0	11,0	4,18	0,19	1,90	0,0621	1,31	0,3

TABELA V.4 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - ESTACA 20
PARAMETROS DE ANALISE - PROGRAMA CONMULTM

Camada	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	e_o	C_s	C_c	C_{ae}	C_k	K_{vo} ($\times 10^{-8}$ m/s)
IIa	45,0	1,0	5,81	0,16	3,26	0,1089	1,53	3,0
IIb	55,0	2,5	4,94	0,21	2,80	0,0950	1,25	2,7
IIIa	36,0	4,0	4,37	0,19	2,04	0,0644	1,13	0,4
IIIb	44,0	5,0	4,31	0,20	2,08	0,0637	1,19	0,8
IIIc	40,0	7,0	3,84	0,24	1,66	0,0581	1,21	0,8
IIId	38,0	9,0	3,69	0,16	1,68	0,0563	0,98	0,2
IIIe	42,0	11,0	4,18	0,19	1,90	0,0621	1,31	0,3
IIIf	41,0	12,0	4,72	0,22	1,97	0,0686	1,00	0,4
IVa	38,0	13,0	5,00	0,17	2,58	0,0960	2,58	0,8
IVb	38,0	14,0	8,16	0,48	4,13	0,1466	4,13	0,4
V	41,0	15,0	4,72	0,22	1,97	0,0686	1,00	0,4

TABELA V.5 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - ESTACA 25
PARAMETROS DE ANALISE - PROGRAMA CONMULTM

Camada	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	e_o	C_s	C_c	C_{ae}	C_k	k_{vo} ($\times 10^{-8}$ m/s)
IIa	45,0	1,0	5,81	0,16	3,26	0,1089	1,53	3,0
IIb	55,0	2,5	4,94	0,21	2,80	0,0950	1,25	2,7
IVa	36,0	13,0	5,00	0,17	2,58	0,0960	2,99	0,8
IVb	44,0	14,0	8,16	0,48	4,13	0,1466	2,55	0,7

TABELA V.6 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - ESTACA 30
PARAMETROS DE ANALISE - PROGRAMA CONMULTM

Camada	σ'_{vm} (kPa)	σ'_{vo} (kPa)	e_o	C_u	C_c	$C_{\alpha e}$	C_k	K_{vo} ($\times 10^{-8}$ m/s)
IIa	45,0	18,5	5,81	0,16	3,26	0,1089	1,53	3,0
IIb	55,0	20,5	4,94	0,21	2,80	0,0950	1,25	2,7
IIIa	36,0	21,0	4,37	0,19	2,04	0,0644	1,13	0,4
IIIb	44,0	23,0	4,31	0,20	2,08	0,0637	1,19	0,8
IIIc	40,0	40,0	3,84	0,24	1,66	0,0581	1,21	0,8
IIId	38,0	27,0	3,69	0,16	1,68	0,0563	0,98	0,2
IIIe	42,0	29,0	4,18	0,19	1,90	0,0621	1,31	0,3

V.5 - Lei de carregamento

A figura V.5 apresenta a evolução aproximada da cota de crista do aterro com o tempo. A tabela V.7 apresenta a entrada de dados referente à lei de carregamento adotada para cada análise.

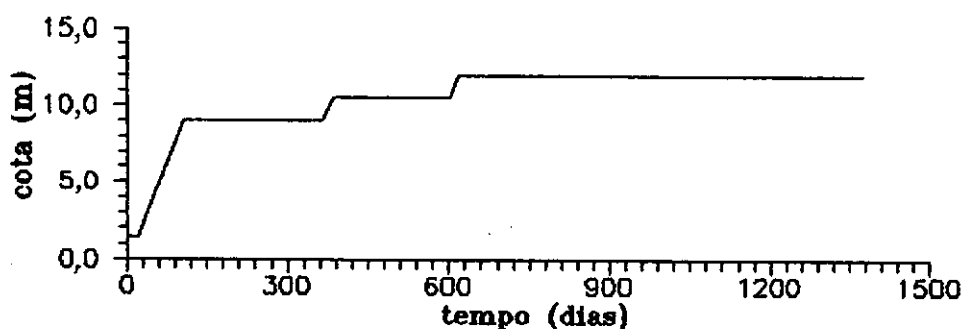


FIG. V.5 - LEI DE CARREGAMENTO

Segue uma descrição dos diversos critérios e procedimentos empregados na definição dos níveis de carregamento das análises.

TABELA V.7 - PERFIS DE CARREGAMENTO ADOTADOS NAS ANÁLISES DA BARRAGEM DE JUTURNAIBA - CONMULTM

ESTACA	ETAPA	$\Delta\sigma$ (kPa) ACUMULADO	TEMPO (DIAS)	
			TEMPO DE ACRÉSCIMO DE CARGA (t_1)	DURAÇÃO TOTAL DA ETAPA (t_2)
15	1 ^o	9,2	0	7
	2 ^o	139,2	98	356
	3 ^o	170,9	15	231
	4 ^o	200,5	30	780
20	1 ^o	10,4	0	20
	2 ^o	140,7	85	336
	3 ^o	172,5	22	246
	4 ^o	202,6	14	772
25	1 ^o	8,0	0	20
	2 ^o	140,7	85	336
	3 ^o	173,8	22	246
	4 ^o	203,8	57	772
30	1 ^o	9,2	0	7
	2 ^o	139,2	98	356
	3 ^o	170,9	15	231
	4 ^o	200,5	30	780

Para todas as análises foram consideradas de modo simplificado as seguintes cotas de nível d'água superficial por etapa :

1^a etapa - N.A. = 1,60 m

2^a etapa - N.A. = 2,60 m (ver figura V.9)

Cálculo da carga :

A = Cota do aterro;

B = Cota de fundação;

C = Cota do N.A. superficial;

$$\gamma_{\text{aterro}} = 18 \text{ kN/m}^3;$$

$$\gamma_{\text{sub}} = 8 \text{ kN/m}^3;$$

Para níveis onde $A < C$

$$\Delta\sigma = \gamma_{\text{sub}} \times (A - B) \quad (\text{V.3})$$

Para níveis onde $A > C$

$$\Delta\sigma = \gamma_{\text{sub}} (C - B) + \gamma_{\text{aterro}} (A - C) \quad (\text{V.4})$$

Efeito da compensação de recalques devido ao controle de aterro por cota

Face a recalques ocorridos durante a construção, ocorre que nos pontos 1, 3 e 5, mostrados na figura V.6, dá-se a compensação de recalques com alturas complementares de aterro, gerando acréscimos de carga. Este acréscimo expressa-se por peso de aterro submerso. A cada metro de recalque o acréscimo corresponde a 8 kPa.

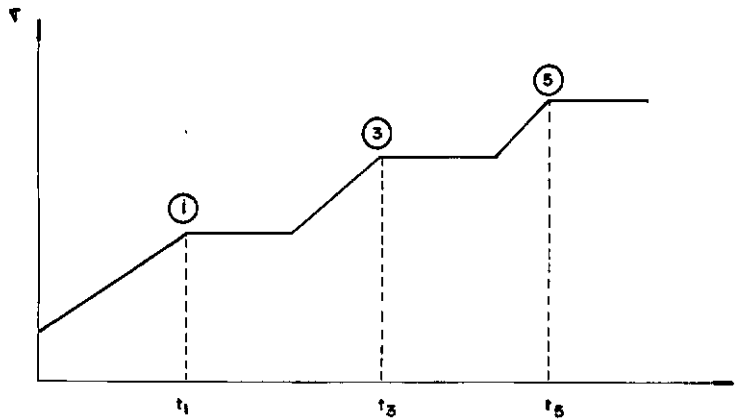


FIG. V.6 - PERFIL DO CARREGAMENTO TÍPICO

A correção foi feita com base em curva recalque x tempo estimada pelo próprio CONMULTM para cada estaca. No ponto t_1 , a correção é feita com base no recalque total estimado até t_1 . No ponto 3 a correção é feita com base na diferença de recalques estimados entre t_3 e t_1 . No ponto 5, seguiu-se o mesmo procedimento. Obviamente o processo deveria ser iterativo,

porém, devido à grandeza dos recalques e níveis de carga envolvidos bem como à rapidez de convergência de tal processo, tal iteração não foi realizada. Essas correções representam acréscimos de carga aos níveis de carregamento calculados pelas equações (V.3) e (V.4) em geral inferiores a 5%.

Estudos de efeito de submersão

Embora o estudo acima indique que o carregamento seja calculado de forma correta no início dos "patamares", há ainda que considerar o efeito de submersão no processo de adensamento durante os "patamares", ou seja, entre etapas de carregamento. Neste caso, há redução de carga, por efeito de submersão. Este recalque só é corrigido no terrapleno seguinte, cabendo análise deste efeito, conforme perfil e valor absoluto da carga. A figura esquemática V.7 exemplifica o fato :

- A = Limite inferior (— — — — —)
 B = Limite superior (— — — — —)
 C = Processo real de carga (— — — — —)

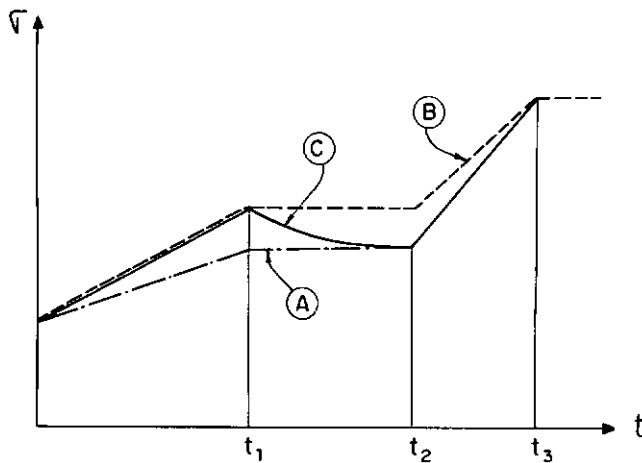


FIG. V.7 - HIPÓTESES DE CARREGAMENTO FACE A SUBMERSÃO DO ATERRO

O limite inferior de carregamento considera desde o início a diminuição de carga devido ao recalque que ocorrerá entre t_1 e t_2 . O limite superior de carregamento considera que não ocorrem recalques e portanto que a carga aplicada permanece constante. O processo é iterativo, porém a primeira estimativa de recalque é adequada tendo em vista a grandeza dos recalques e cargas envolvidas.

Com base em tais critérios, o perfil da estaca 20 foi analisando com lei de carregamento considerando o limite superior e o limite inferior. No conjunto, as curvas de recalque versus tempo foram praticamente iguais e a diferença entre os valores absolutos de recalque total final foi da ordem de 3% em relação ao maior valor (limite superior). Desta forma, para os níveis de carga, distribuição da mesma com tempo e espessura do depósito envolvidos nos casos analisados, o efeito de submersão nos "patamares" é desprezível no cálculo do adensamento.

Ressalta-se, entretanto que para carregamentos outros onde : 1^o) a altura de aterro possui ordem de grandeza semelhante ao valor de recalque total esperado, 2^o) o carregamento é de longa duração, inexistindo correções intermediárias de cota de aterro, o efeito de submersão é expressivo. Este é, por exemplo, o caso do aterro II de Sarapuí. Nestes casos o cálculo através da consideração de um "patamar" de carga intermediário entre o limite superior e inferior deve ser analisado com cuidado.

No caso peculiar de Juturnaíba, no último "patamar", de longa duração, onde poderia se esperar efeito de submersão apreciável, tal não ocorre pelo fato de aproximadamente 60 a 70% do recalque total já ter ocorrido ao início desta etapa. Isto minimizou o efeito citado.

V.6 - Efeito da não saturação completa

Foram feitas análises com o caso da estaca 20, considerando-se graus de saturação de 98% e 96%, tendo sido obtidas curvas recalque versus tempo praticamente coincidentes às da análise com saturação total, com discrepância inferior a 1% para os valores de recalque total final. Tal resultado confirma trabalho semelhante realizado pelo L.C.P.C. (ver item IV.8.2).

V.7 - Tratamento dos dados de instrumentação para medida de poropressão

Apresenta-se a seguir os tratamentos de dados de poropressão observados, os quais serão utilizados para comparação com os valores calculados.

V.7.1 - Cálculo das leituras iniciais dos piezômetros

Para determinação da evolução do excesso de poropressão com o tempo é necessária a determinação das leituras iniciais de poropressão (ver fig. V.8). Para tanto foi desenvolvido algoritmo para cálculo de u_o ao longo do tempo, já que os níveis d'água superficial e profundo são variáveis com o tempo. Os dados referentes as leituras de N.A. superficial e profundo e dos piezômetros Casagrande de análise foram cedidos por Coutinho (1990).

$$\bar{u}_o = \left\{ \frac{(B - F)}{(B - E)} \times [(C - E) - (D - B)] \right\} + (D - B) \quad (V.5)$$

onde :

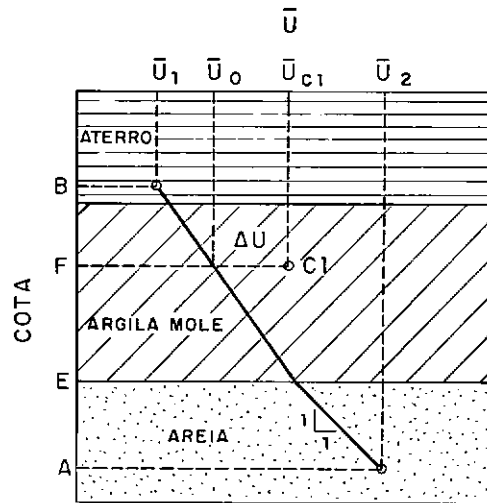
- A = Cota de instalação do medidor do N.A. profundo;
- B = Cota de instalação do medidos de N.A. superficial;
- C = Leitura do N.A. profundo;
- D = Leitura do N.A. superficial;
- E = Cota da profundidade final da camada de argila mole;
- F = Cota de instalação do piezômetro;

$$\bar{u}_o = u_o / \gamma_v$$

$$\bar{u}_1 = (D - B);$$

$$\bar{u}_2 = (C - E).$$

Cabe citar que a cota de instalação do medidor de N.A. profundo não aparece no algoritmo devido a simplificações efetuadas no desenvolvimento do cálculo. A profundidade de instalação do piezômetro (F) é corrigida ao longo do tempo com base em recalque estimado pelo próprio CONMULT para o perfil típico de Juturnaíba (estaca 20).

FIG. V.8 - CÁLCULO DE u_0

O excesso de poropressão é calculado por:

$$\Delta u = u_{\text{medido}} - u_0 \quad (V.6)$$

Para todos os cálculos foi utilizada planilha eletrônica, que incorporou os algoritmos apresentados. A figura V.9 apresenta gráfico mostrando a evolução do N.A. superficial com o tempo de análise. Os gráficos relativos aos excessos de poropressão medidos são apresentados no capítulo VI em conjunto com os valores previstos pelo CONMULTM.

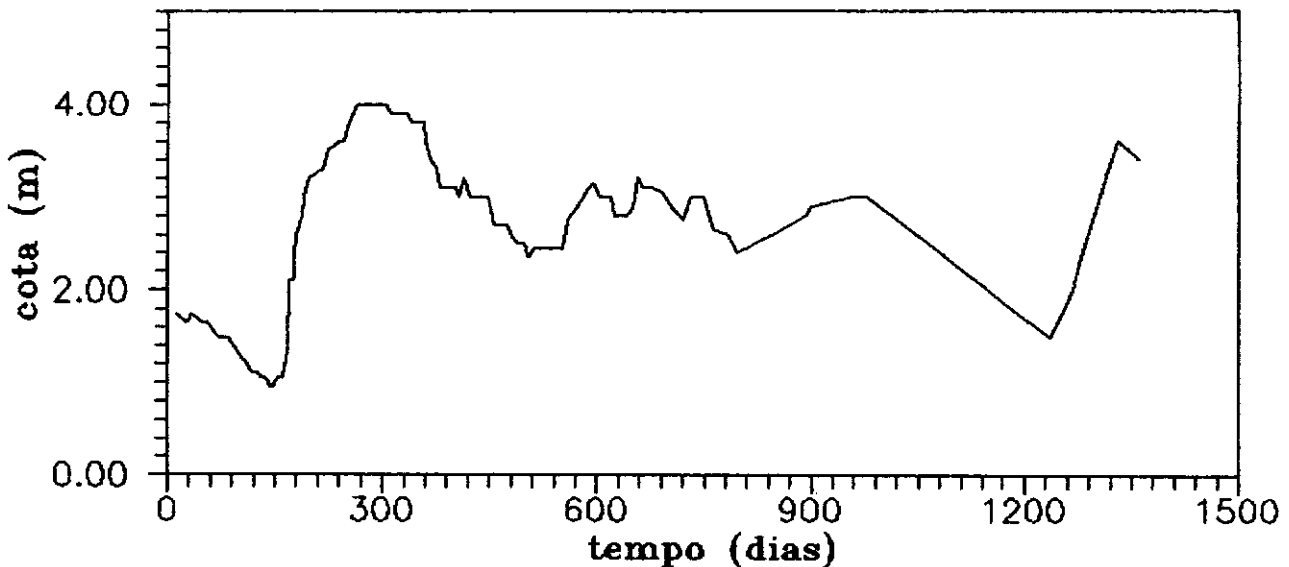


FIG. V.9 - BARRAGEM DE JUTURNAIBA - VARIAÇÃO N.A. SUPERFICIAL
(Coutinho, 1990)

V.7.2 - Correção nas leituras dos piezômetros Casagrande

Coutinho (1986) apresentou uma correlação entre as medidas dos piezômetros Casagrande e pneumáticos instalados na fundação do aterro experimental em função da altura do aterro. Como pode ser observado na figura V.10, os piezômetros Casagrande apresentam valores sistematicamente inferiores aos medidos com piezômetros pneumáticos, função do tempo de resposta daquele instrumento. Mediante análise destas informações, todos os valores medidos por piezômetros Casagrande foram corrigidos, dividindo-os pela constante igual a 0,7, de forma a se dispor de dados de poropressão mais realísticos.

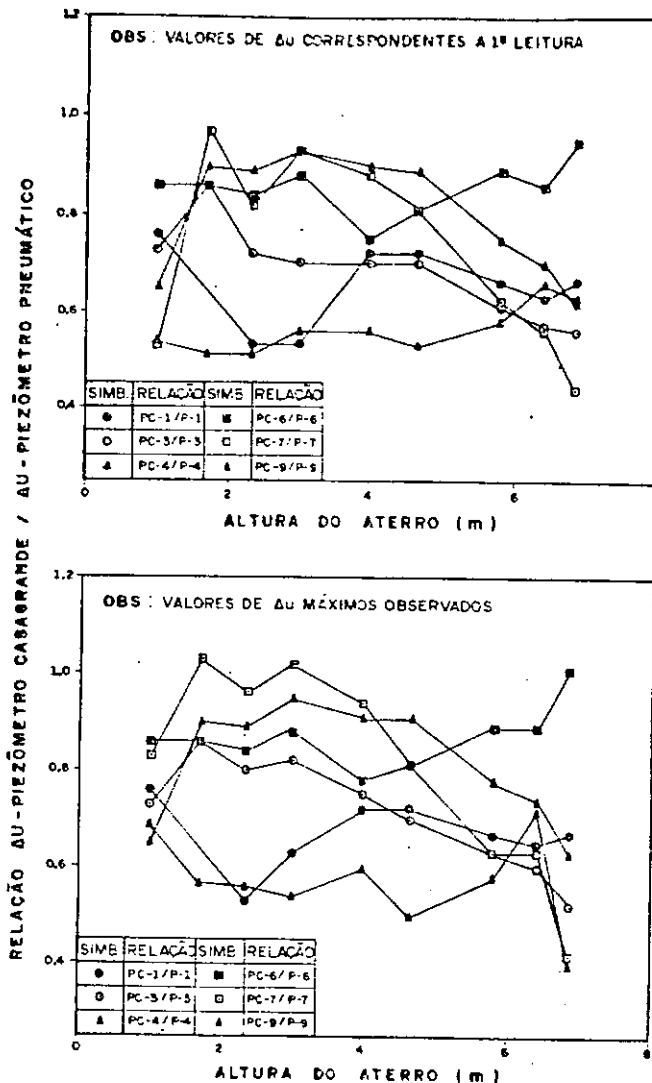


FIG. V.10- COMPARAÇÃO DOS VALORES DE ACRÉSCIMOS DE POROPRESSÃO OBSERVADOS PELOS PIEZÔMETROS CASAGRANDE E PNEUMÁTICO (Coutinho, 1986)

CAPÍTULO VI

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

VI.1 - Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises realizadas com o CONMULTM para o trecho II da Barragem de Juturnaíba. As análises referem-se a cálculos de deslocamentos verticais nas estacas 15 a 30 e de poropressões nas estacas 15 e 25, os quais são comparados com os respectivos valores lidos pela instrumentação.

Apresenta-se adicionalmente um estudo da influência de alguns parâmetros tais como a consideração ou não da compressão secundária e a variação ou não do coeficiente de permeabilidade durante a análise.

Embora não havendo medições em várias profundidades, são apresentadas para o caso da estaca 20 as isócronas de poropressão e curvas de recalque versus profundidade para diversos instantes da história de carregamento. Tal procedimento visa exemplificar as possibilidades do programa em termos de saída de resultados.

Enfocando também as diversas possibilidades do programa, são apresentados para a estaca 20 gráficos representando a evolução e variação de diversos parâmetros inerentes ao processo de adensamento (C_v , k_v , σ'_v).

VI.2 - Resultados de recalques

VI.2.1 - Análise da influência da compressão secundária

As figuras VI.1, VI.2, VI.3 e VI.4 apresentam as curvas recalque versus tempo medidas e calculadas com e sem compressão secundária referentes respectivamente aos casos das estacas 15, 20, 25 e 30. Estas análises consideram k_v variável.

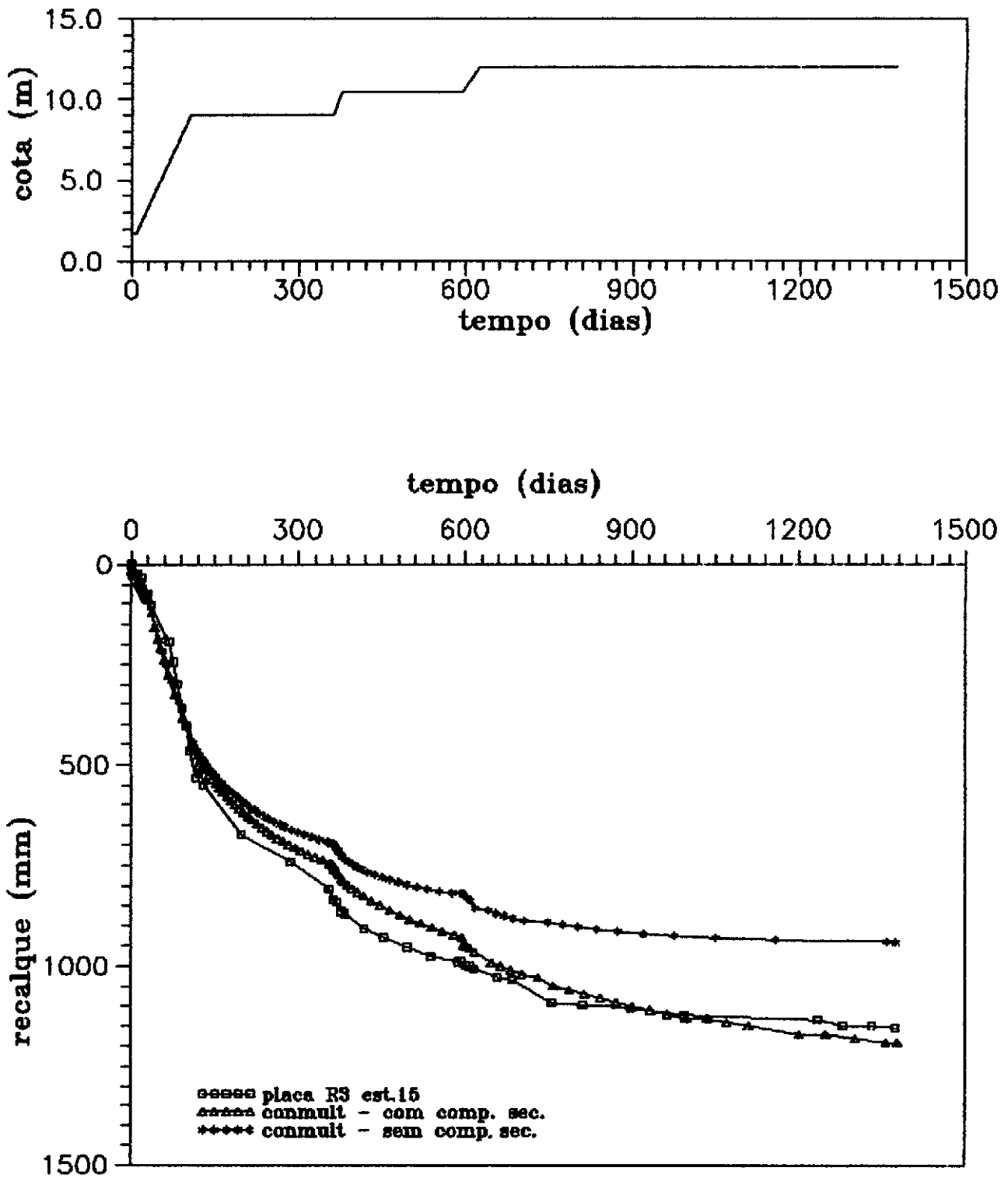


FIG. VI.1 - Est. 15 - Recalques totais medidos e calculados

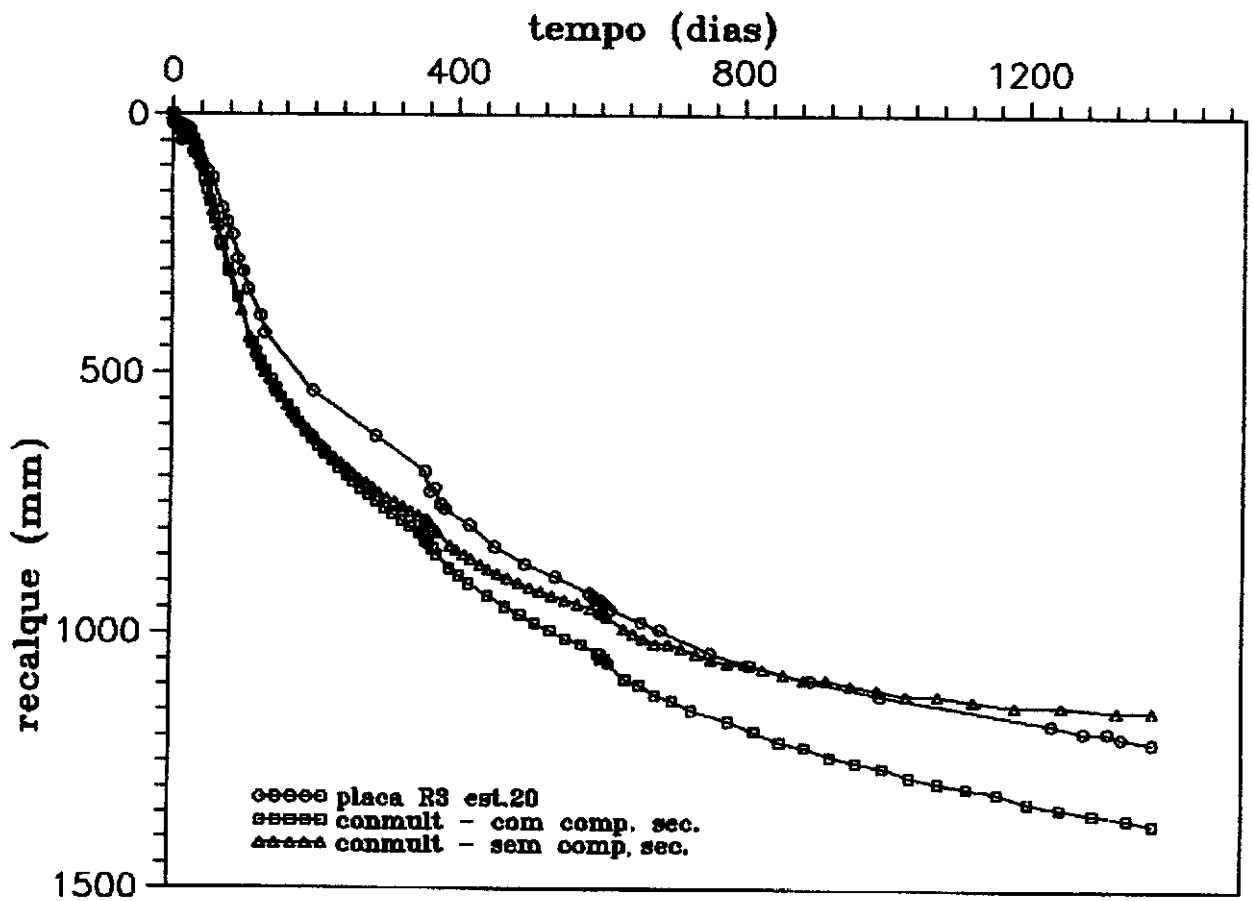
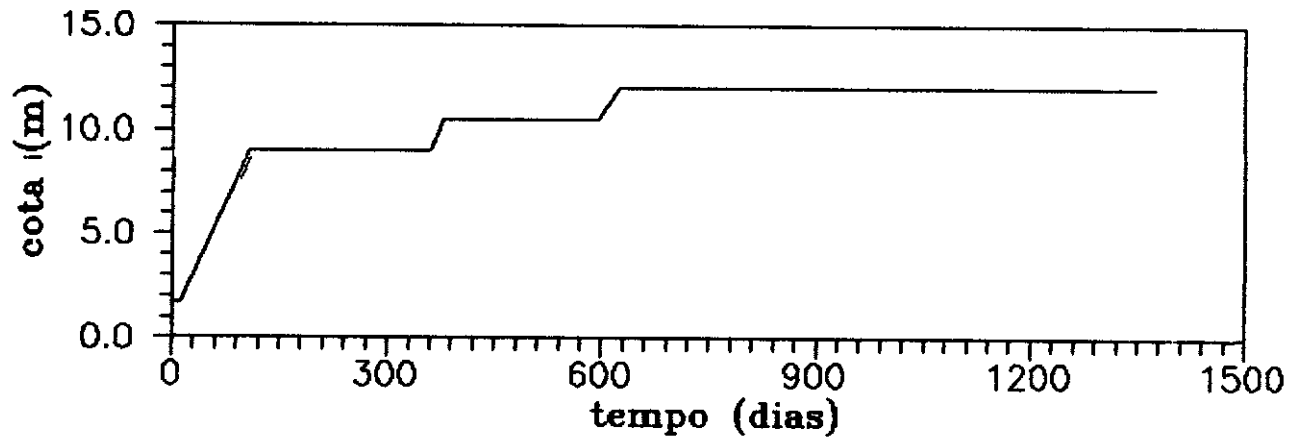


FIG. VI.2 - Est. 20 - Recalques totais medidos e calculados

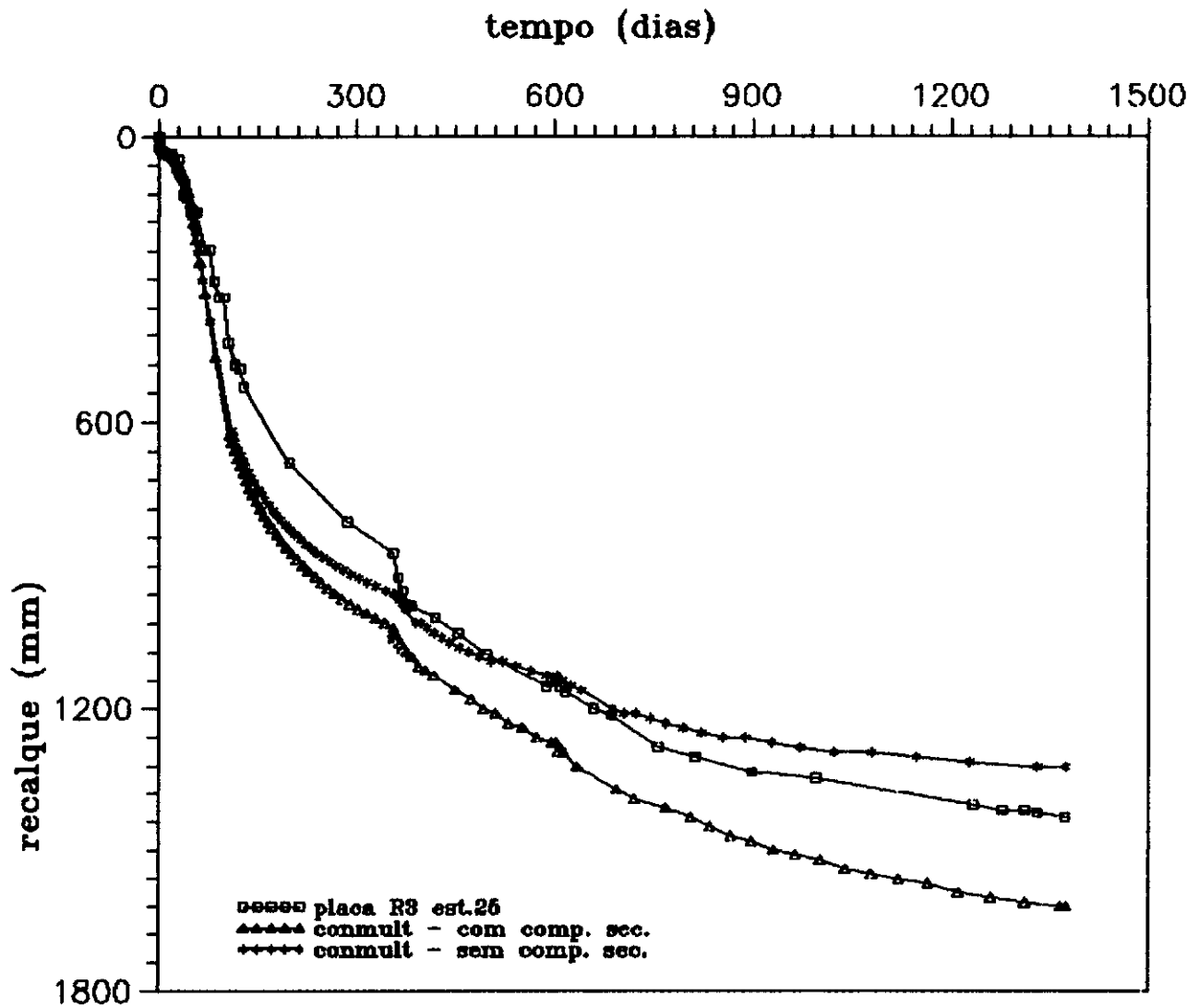
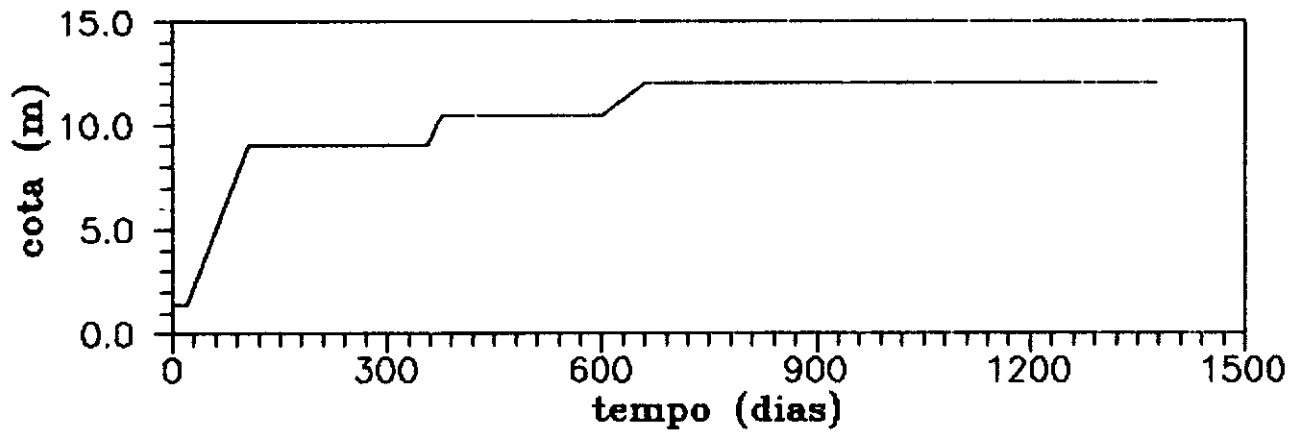


FIG. VI.3 - Est. 25 - Recalques totais medidos e calculados

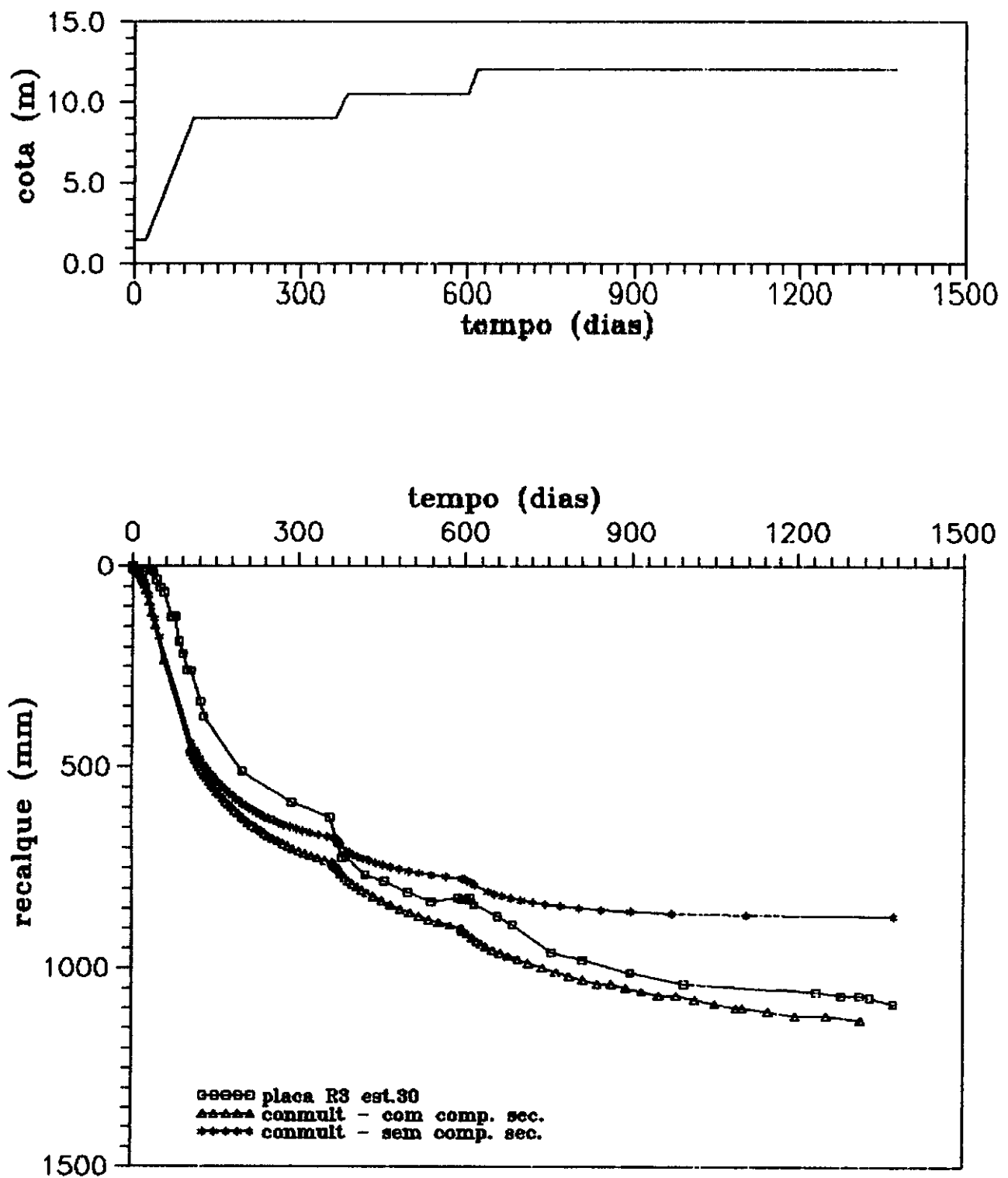


FIG. VI.4 - Est. 30 - Recalques totais medidos e calculados

Estaca 15

A análise da estaca 15 com consideração de compressão secundária apresenta estimativa de recalques muito próxima dos valores medidos, inclusive na forma das curvas. A discrepância máxima neste caso é em torno de 10%. A curva calculada sem compressão secundária apresenta uma estabilização de recalques a partir de cerca de 1000 dias. A discrepância máxima entre os valores calculados e medidos neste caso é de 25% (etapa final).

Estaca 20

Os valores calculados com compressão secundária apresentam-se neste caso sempre superiores aos medidos. Após cerca de 400 dias as velocidades de recalque das duas curvas são semelhantes. A discrepância de recalques máxima neste caso é de 25% (etapa final). A curva de recalque versus tempo calculada sem compressão secundária apresenta velocidade de adensamento diferente daquela da curva medida. Em termos de recalque, sem compressão secundária, a menor discrepância (menos de 5%) é observada ao final do período de medição, porém com tendência a aumento. Basicamente, a discrepância entre valores calculados e medidos é gerada no início do carregamento pela velocidade de dissipação mais rápida considerada no modelo de cálculo.

Estaca 25

As curvas calculadas apresentam inicialmente velocidades de recalque maiores que as observadas. Neste caso, os valores calculados considerando compressão secundária são sempre superiores aos medidos, com discrepância constante em torno de 30%. Entretanto, após 400 dias, a velocidade de recalque é semelhante à da curva medida. Os valores calculados sem compressão secundária apresentam estabilização de recalques próximo ao final do período de observação e velocidade de recalque diversa da curva medida. A diferença de recalques é menor entre 400 dias e 800 dias porém com tendência a ligeiro aumento.

Estaca 30

Os valores calculados considerando a compressão secundária são apenas 5% superiores aos valores medidos. Os recalques, calculados sem compressão secundária, estabilizam-se próximo aos 800 dias e subestimam os valores medidos em até 20%.

Quanto à forma das curvas, observa-se maior velocidade de recalque nas curvas calculadas, especialmente no início do carregamento (1^a e 2^a etapas). A partir de 400 dias as velocidades de adensamento das curvas calculadas com compressão secundária e medidas pela placa R3 são semelhantes.

Comentários gerais

Os valores calculados considerando a compressão secundária apresentam-se próximos aos valores medidos para as estacas 15 e 30 e um pouco superiores para os das estacas 20 e 25.

Invariavelmente o modelo calcula velocidades de adensamento no início do carregamento sempre superiores as observadas ou medidas.

É característica nas curvas recalque versus tempo a forma aproximadamente logarítmica, com variações bruscas a cada acréscimo de carga (nova etapa de carregamento).

VI.2.2 - Análise da não variação da permeabilidade com o índice de vazios

As figuras VI.5, VI.6, VI.7 e VI.8 apresentam três curvas recalque versus tempo: a) observada; b) calculada considerando $k_v = f(e)$; c) calculada considerando a permeabilidade constante ($C_k = 0$, $k_{vo} = k_{v\text{medio}}$), respectivamente para as estacas 15, 20, 25 e 30. Todas as curvas calculadas consideram compressão secundária.

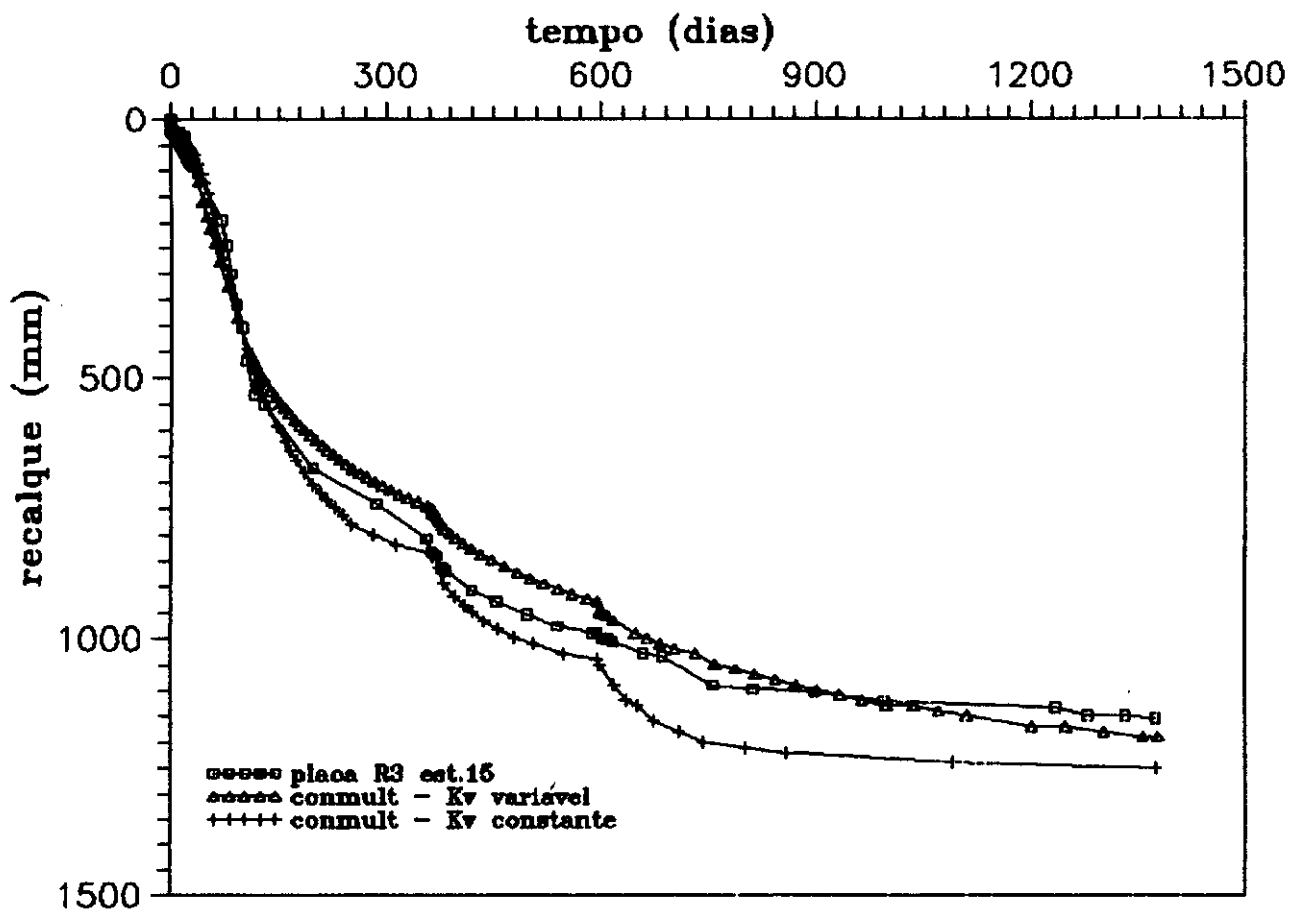
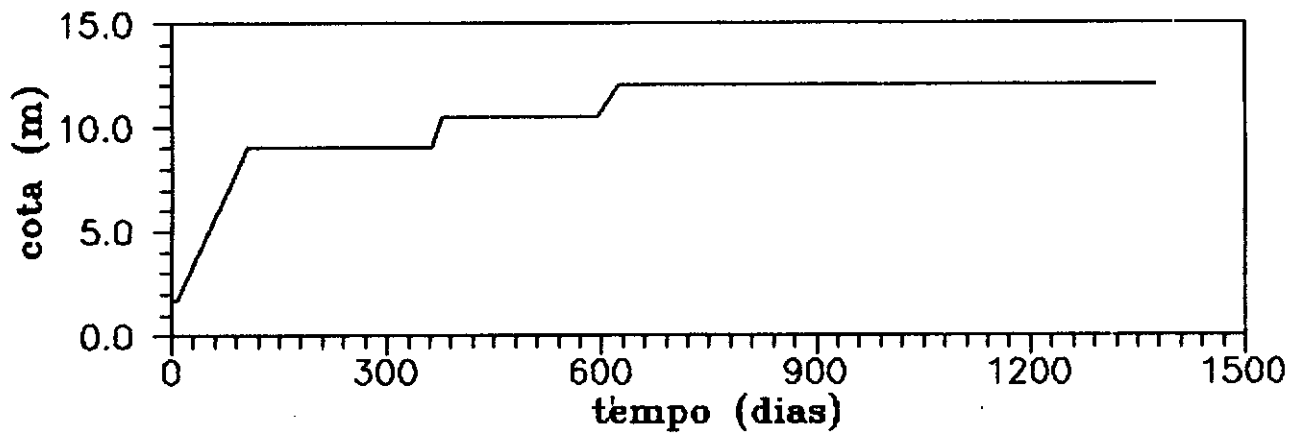


FIG. VI.5 - Est. 15 - Recalques totais medidos e calculados

medidos e calculados

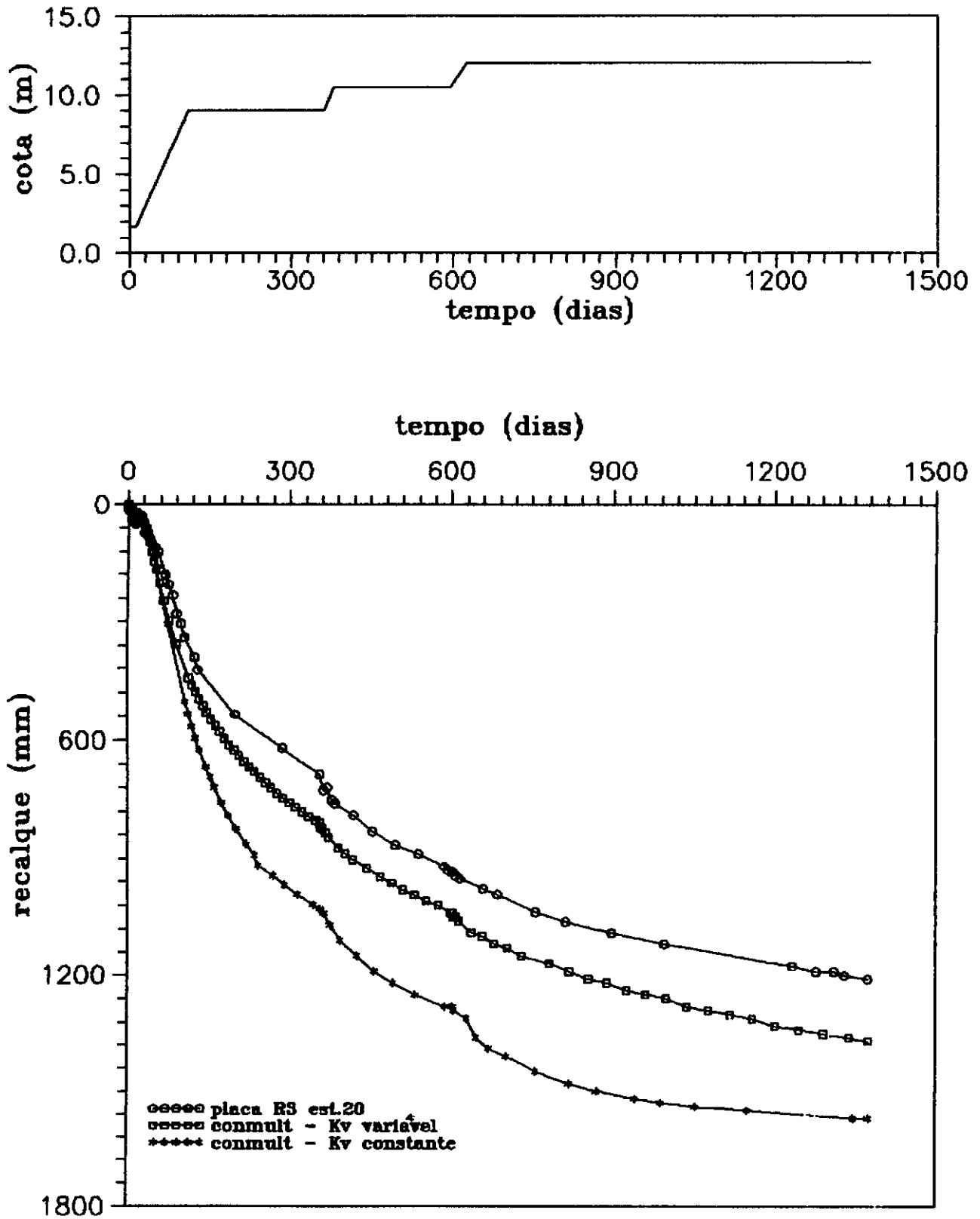


FIG. VI.6 - Est. 20 - Recalques totais medidos e calculados

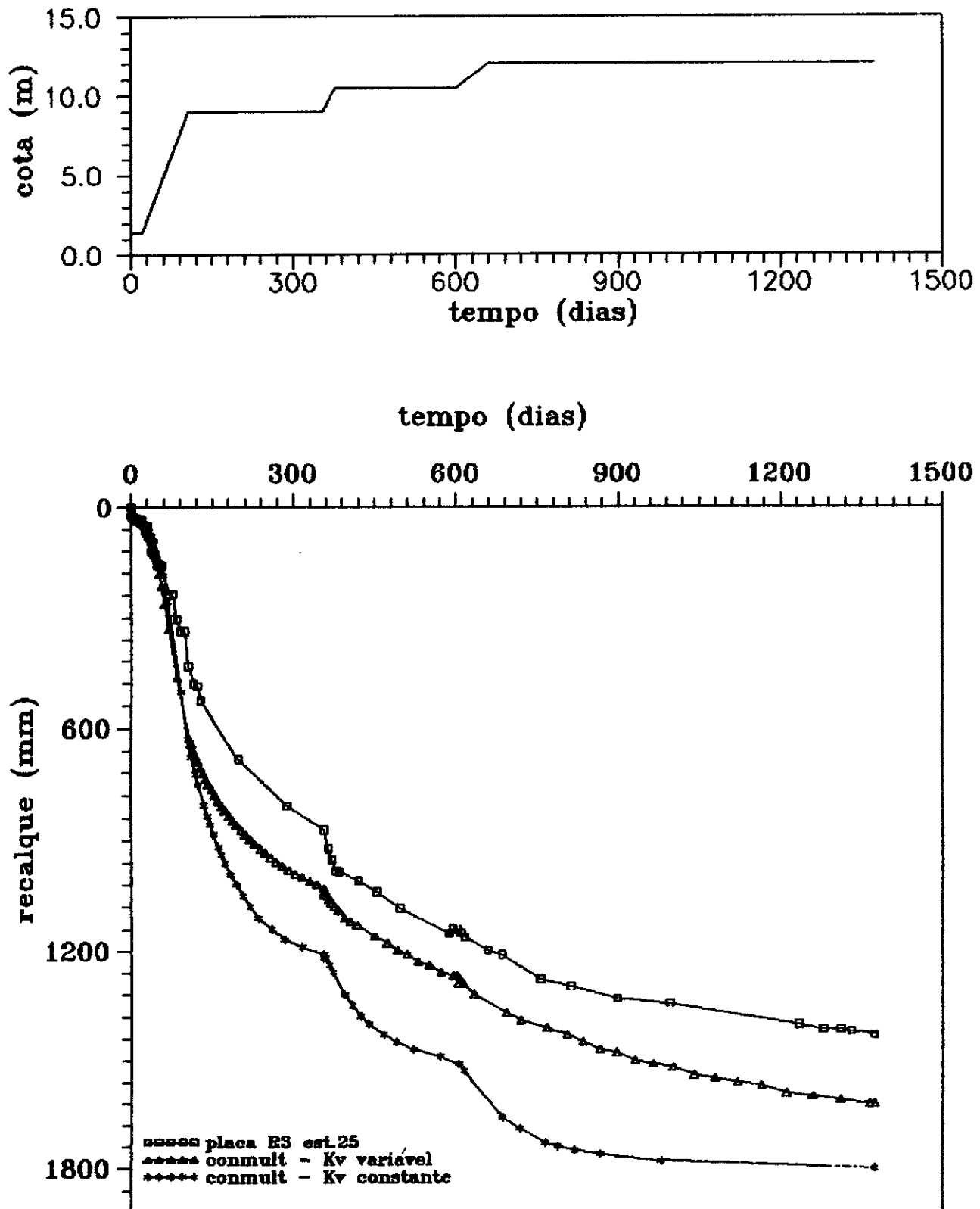


FIG. VI.7 - Est. 25 - Recalques totais medidos e calculados

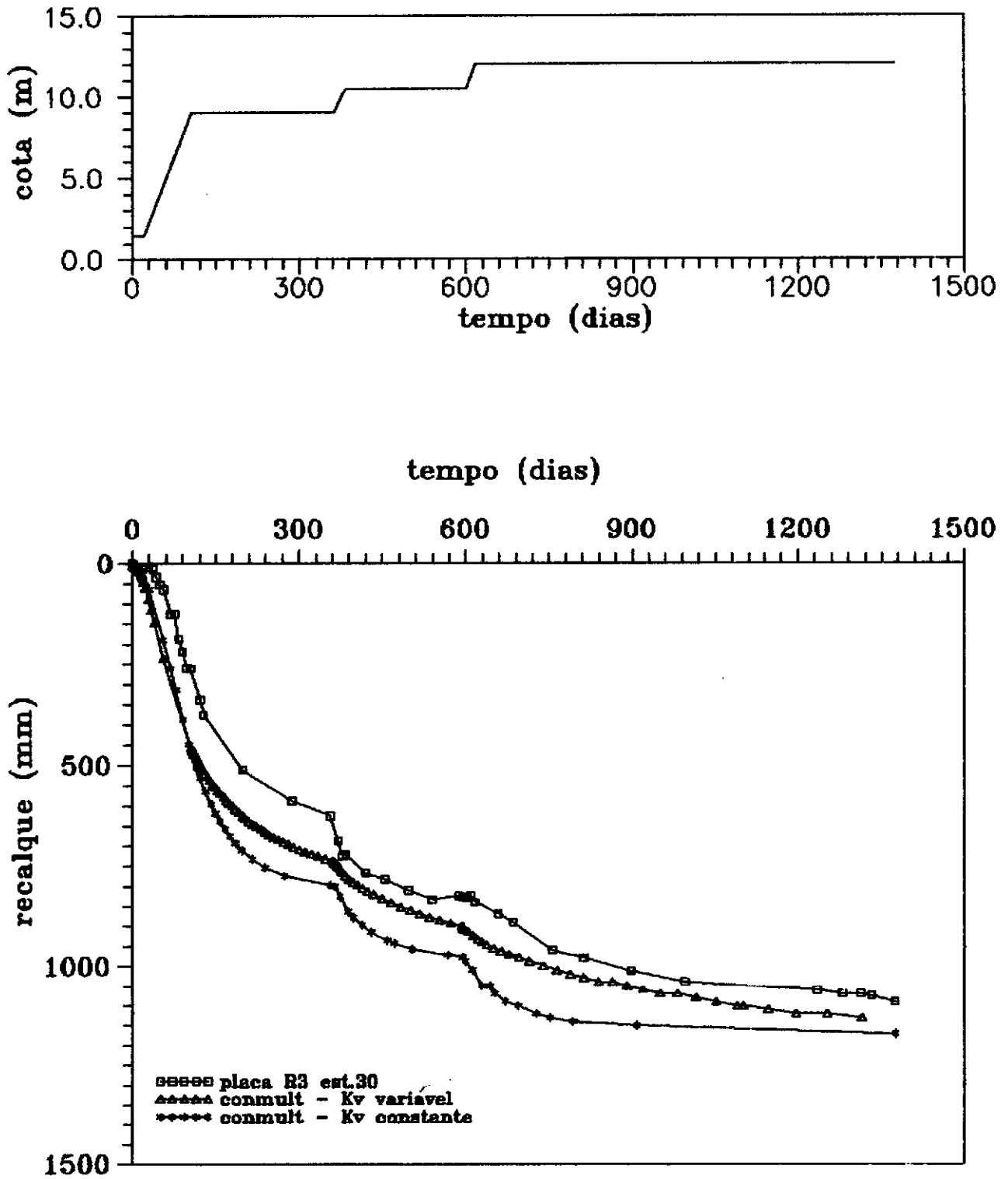


FIG. VI.8 - Est. 30 - Recalques totais medidos e calculados

Estaca 15

A curva correspondente à análise com k_v constante difere da curva correspondente a $k_v = f(e)$ nos seguintes aspectos : 1º) velocidade de adensamento superior no início do carregamento para a curva k_v constante; 2º) valor absoluto de recalques totais finais discrepantes porém com tendência a igualarem-se. Cabe ressaltar que os valores previstos pela análise com k_v variável são mais próximos dos valores medidos, a menos de discrepância aproximada de 10%.

Apesar das discrepâncias constatadas, a previsão da análise com k_v constante de recalques totais, neste caso, apresenta-se razoável. Neste caso, a análise com k_v variável não apresenta grandes benefícios em relação a análise k_v constante, mais simples.

Estaca 20

A análise com k_v constante apresenta diferença em relação aos valores medidos de até 30% enquanto na análise com k_v variável a diferença máxima é de 15%.

A velocidade de recalque da análise com k_v constante é muito maior que a observada, sendo bastante expressiva tal diferença no início do carregamento (tempo < 400 dias). Esta análise apresenta resultados menos satisfatórios que a de k_v variável, justificando-a.

Os recalques obtidos pela análise com k_v constante são sistematicamente superiores aos de k_v variável, que por sua vez apresenta valores pouco superiores aos observados. Cabe ressaltar que na análise k_v constante (c_v constante) assume fundamental importância a escolha do coeficiente de permeabilidade a ser utilizado em todo o processo de adensamento.

Estaca 25

A diferença em termos de recalque da análise com k_v constante em relação aos valores medidos pode chegar até 25%, enquanto na análise com k_v variável a diferença observada fica em torno de 10%. Os valores de recalque calculados pela análise com k_v constante, assim como os da análise com k_v variável, neste caso são inferiores aos medidos.

A velocidade de recalque até 120 dias na análise com k_v constante é semelhante à análise com k_v variável e próxima daquela referente à curva medida. Acima de 120 dias (final do acréscimo de carga da 2^a etapa), a velocidade de recalque da análise com k_v constante cresce expressivamente, havendo praticamente estabilização de recalques a partir de 900 dias, o que não é verificado para a análise com k_v variável (c_v menor).

Estaca 30

A análise com k_v constante apresenta sistematicamente recalques superiores aos medidos e aos da análise com k_v variável, sendo a discrepância maior no início do carregamento. A velocidade de adensamento da análise k_v constante é idêntica a de k_v variável até 120 dias. A partir deste ponto, o adensamento pela análise com k_v constante se dá de forma mais rápida que na análise com k_v variável. As discrepâncias de previsão desta análise não ultrapassam 20%. A análise com k_v variável apresenta coeficiente de adensamento mais próximo do observado.

Comentários gerais

Em termos de recalque a tempo infinito, as curvas das análises com k_v variável e k_v constante tendem a se superpor. O efeito de compressão secundária na análise com k_v constante apresenta influência pequena, já que nesta análise a velocidade de recalque é grande.

Do que foi apresentado neste item conclui-se que na

análise com k_v constante, o c_v é possivelmente superestimado tendo em vista a utilização de um coeficiente de permeabilidade médio.

VI.2.3 - Análise de recalque em profundidade

A figura VI.9 apresenta curvas de recalque em profundidade referentes a diversos instantes de carregamento da análise da estaca 20 com consideração de compressão secundária.

A distribuição de recalque calculada pelo programa é aproximadamente linear com a profundidade, exceto para o início do carregamento ($t < 120$ dias). No início do carregamento os recalques são maiores nas camadas superficiais (até 1,0 m de profundidade), sendo que na camada 3 (entre 1,0 e 3,0 m de profundidade) os recalques variam menos acentuadamente com a profundidade. Não houve instalação de medidores de recalque em profundidade e portanto não se pode avaliar a eficácia do modelo proposto pelo programa neste aspecto.

VI.3 - Resultados de poropressão

VI.3.1 - Análise da influência da compressão secundária

As figuras VI.10, VI.11 e VI.12 apresentam as curvas de poropressão versus tempo medidas e calculadas com e sem consideração de compressão secundária, respectivamente para os piezômetros C_1 , C_2 (estaca 15) e C_3 (estaca 25).

Estaca 15 (piezômetros Casagrande C_1 e C_2)

Os valores calculados para C_1 e C_2 são semelhantes, tendo em vista suas posições aproximadamente simétricas em relação ao meio da camada III.

O piezômetro C_1 apresenta maior diferença entre as curvas calculadas e medida (50 a 80%). O valor máximo medido foi de 50 kPa, enquanto o excesso de poropressão máximo calculado para C_1 alcança até 100 kPa. A diferença diminui quando se considera

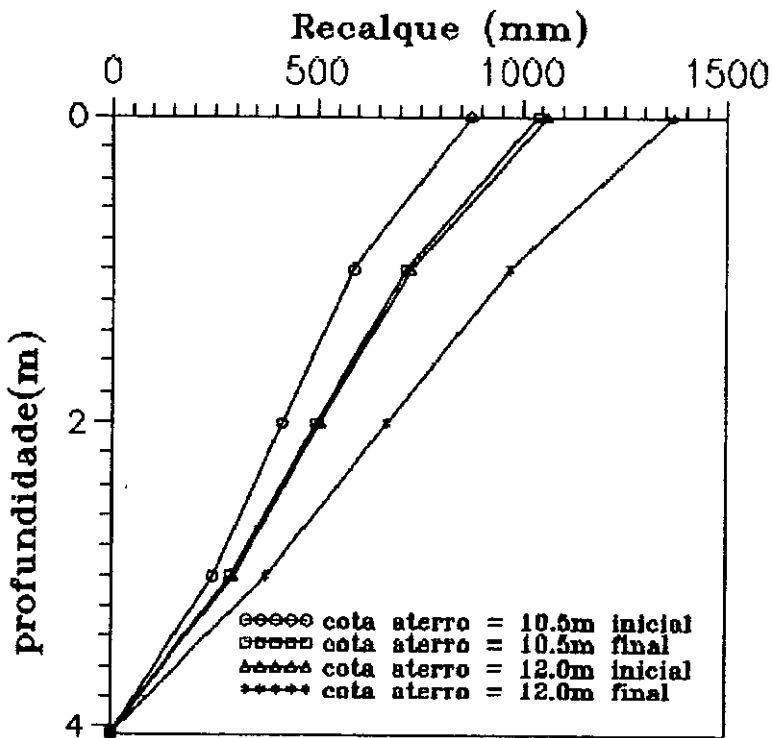
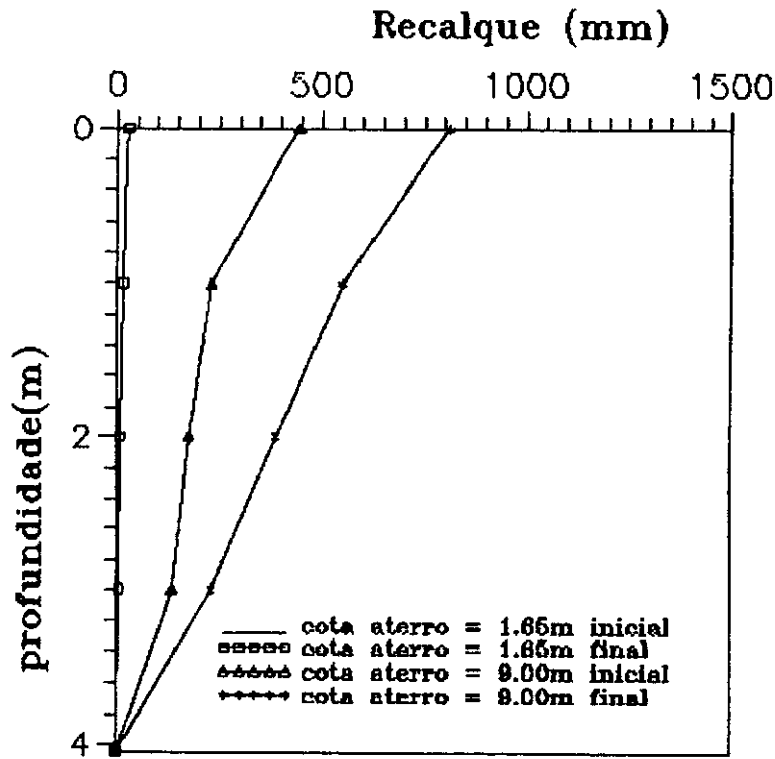


FIG. VI.9 - EST. 20 - Recalque x prof.
 Análise kv variável
 com compressão secundária

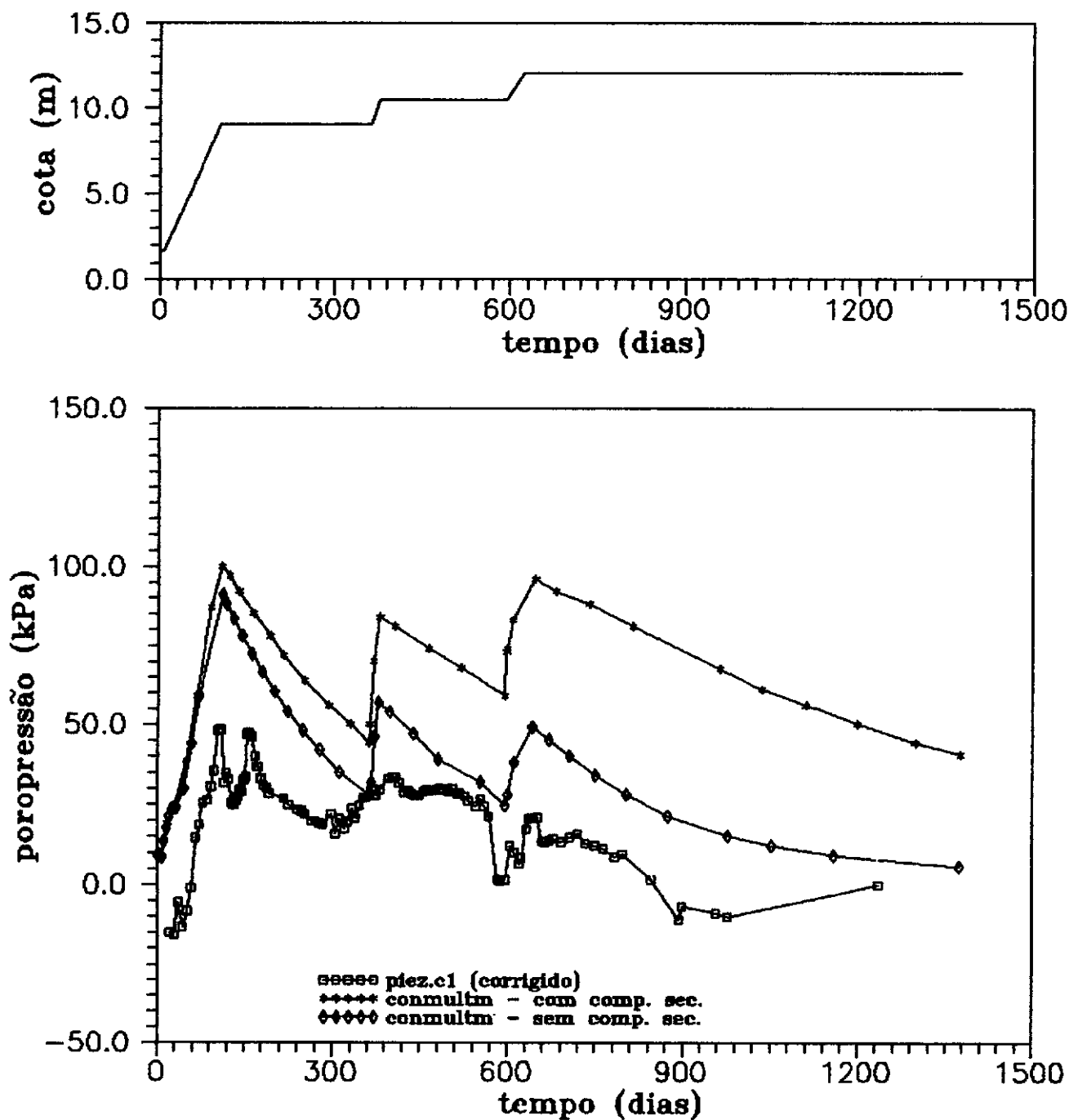


FIG VI.10 - ESTACA 15
Piez. Casagrande C1

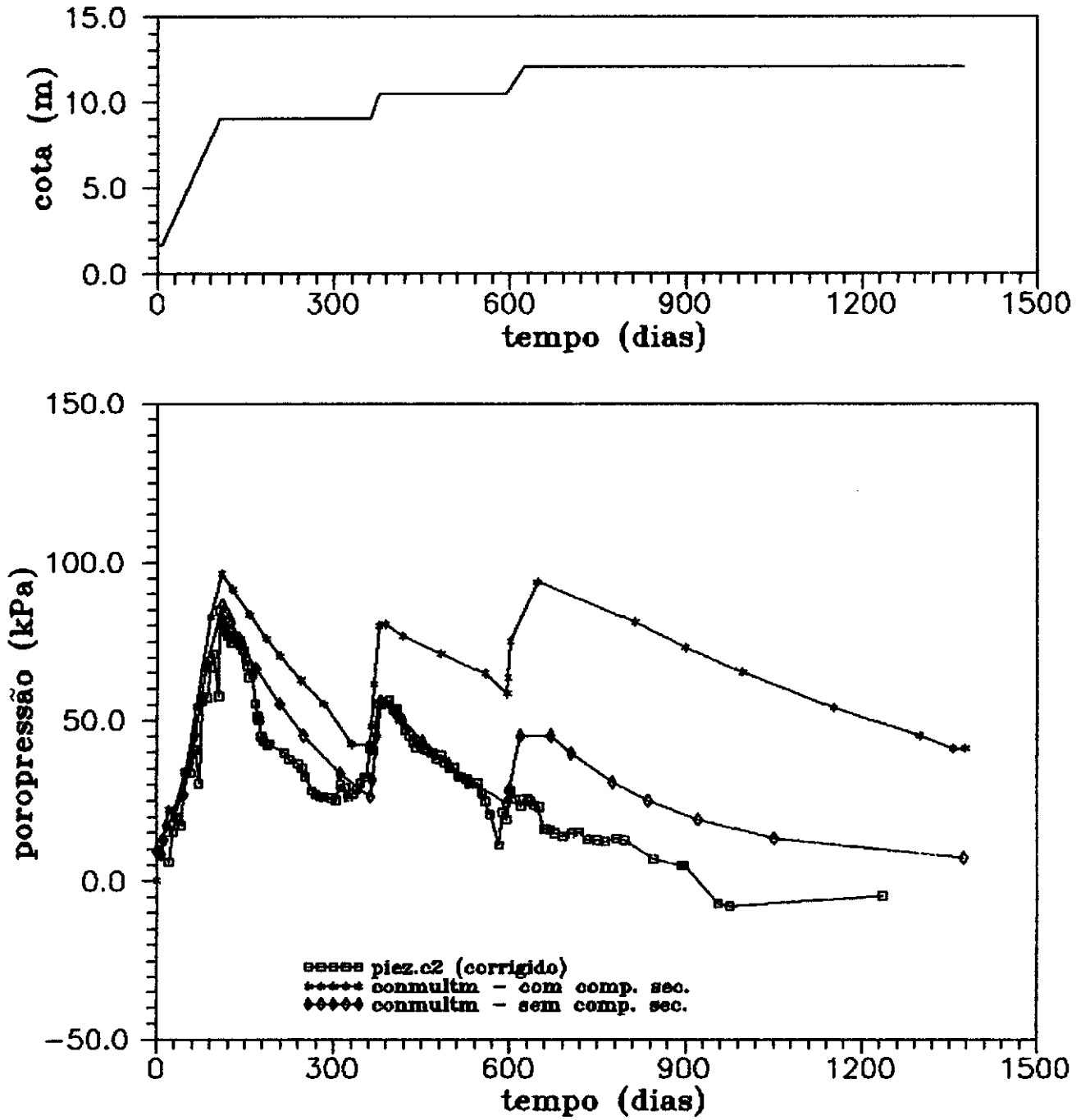


FIG VI.11 - ESTACA 15
Piez. Casagrande C2

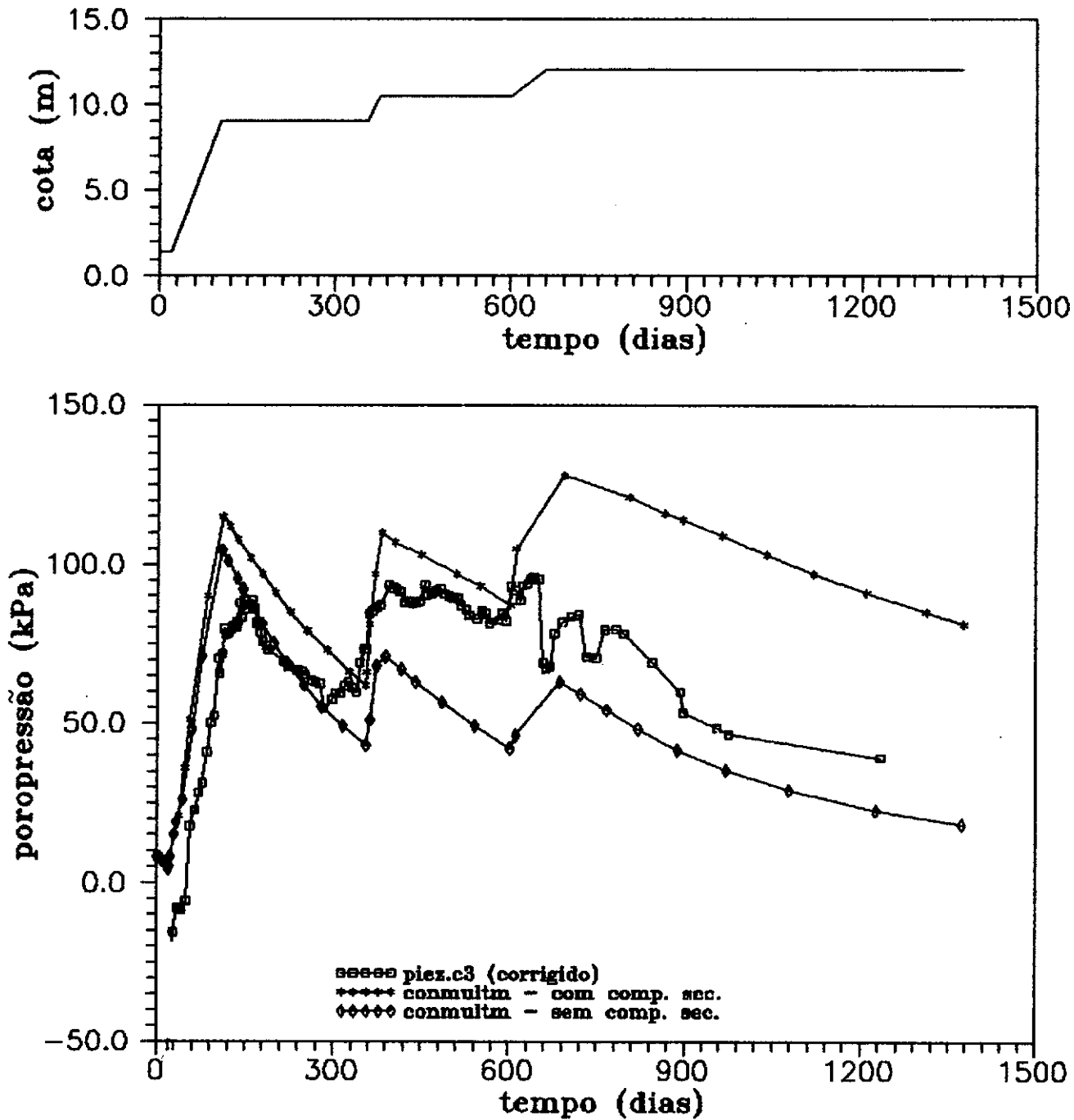


FIG VI.12 - ESTACA 25
Piez. Casagrande C3

a previsão sem compressão secundária, 50% ao longo de todo o processo aproximadamente.

Quanto ao piezômetro C_2 , os valores previstos sem compressão secundária são os que mais se aproximam dos medidos, havendo pequena discrepância no início da última etapa. Aparentemente o acréscimo de aterro correspondente à última etapa não gera excesso de poropressão na fundação. As velocidades de dissipação entre as curvas calculadas e medidas são bastante semelhantes em todas etapas. Os valores previstos com consideração da compressão secundária aproximam-se dos valores medidos apenas no início do carregamento ($t \leq 105$ dias).

Uma provável explicação para os resultados acima pode residir na diferença entre o c_v de campo (superior) e o utilizado pelo programa, baseado em ensaios de laboratório. Outro fator a considerar é o possível efeito de arqueamento do aterro, isto é, quanto maior a altura do aterro, menor a tensão total transmitida à fundação em cada novo acréscimo de carga.

Estaca 25 (piezômetro Casagrande C_3)

As previsões do modelo com consideração de compressão secundária são relativamente próximas aos valores medidos corrigidos, especialmente até o final da 3ª etapa (600 dias). A discrepância máxima neste trecho é de aproximadamente 20%, porém ao longo da quarta e última etapa chega a atingir 80%. As velocidades de dissipação (derivada da função $u(t)$) das curvas prevista e medida são semelhantes nas três primeiras etapas de carregamento ($t \leq 600$ dias).

Os valores calculados sem consideração de compressão secundária apresentam-se inferiores aos valores medidos com correção a partir do final da 2ª etapa de carregamento. A discrepância máxima ocorre, neste caso, no início da última etapa (30%), diminuindo ao final do período de observação.

O valor máximo de poropressão medido (105 dias) é 90 kPa,

enquanto os valores calculados máximos são respectivamente 115 e 105 kPa (com e sem compressão secundária). Observa-se que a cada novo acréscimo de carga esta diferença aumenta. Há que se considerar ainda o possível efeito de arqueamento do próprio aterro já citado. Entretanto, de forma semelhante aos piezômetros C_1 e C_2 (estaca 15), a mais coerente e provável explicação é que o coeficiente de adensamento usado internamente no programa seja inferior ao C_v de campo.

VI.3.2 - Análise com k_v constante

As figuras VI.13, VI.14 e VI.15 apresentam as curvas de poropressão versus tempo referentes às análises com k_v constante realizadas respectivamente para os piezômetros C_1 , C_2 e C_3 . Cada figura apresenta a curva medida com as correções devidas e as curvas calculadas considerando ou não compressão secundária.

Estaca 15 (Piezômetro Casagrande C_1 e C_2)

Os valores previstos pelas análises com k_v constante para o piezômetro C_1 com e sem compressão secundária apresentam poucas diferenças entre si, exceto no início da 3ª e 4ª etapas. Os valores calculados sem compressão secundária são sistematicamente inferiores aos calculados com compressão secundária. As curvas calculadas superestimam em até 100% as poropressões ao longo da 1ª e 2ª etapas de carregamento. É interessante observar que as curvas calculadas e medidas apresentam dissipação quase completa a partir de 800 dias. Entretanto as velocidades de dissipação de poropressão das curvas calculadas são diversas da observada para a curva medida. Cabe ressaltar, finalmente, que as previsões por esta análise no caso deste piezômetro (C_1) são globalmente um pouco superiores que as da análise com k_v variável (fig. VI.10).

Quanto ao piezômetro C_2 , as previsões com compressão secundária apresentam-se muito próximas dos valores medidos. De maneira análoga ao C_1 , as previsões no tempo de dissipação total são boas. As discrepâncias de previsões de poropressão

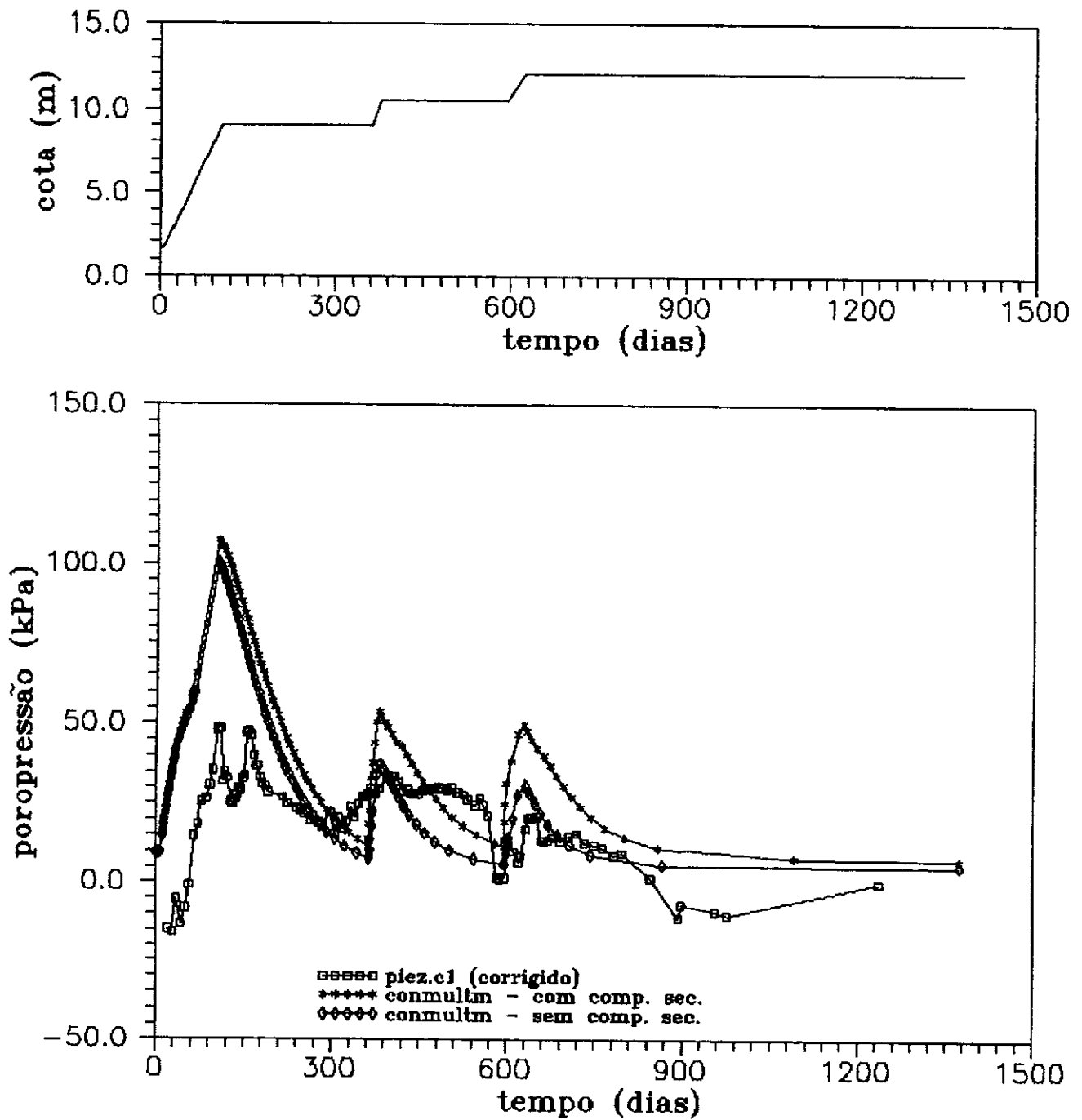


FIG VI.13 - ESTACA 15 - Análise Kv constante
Piezômetro Casagrande C1

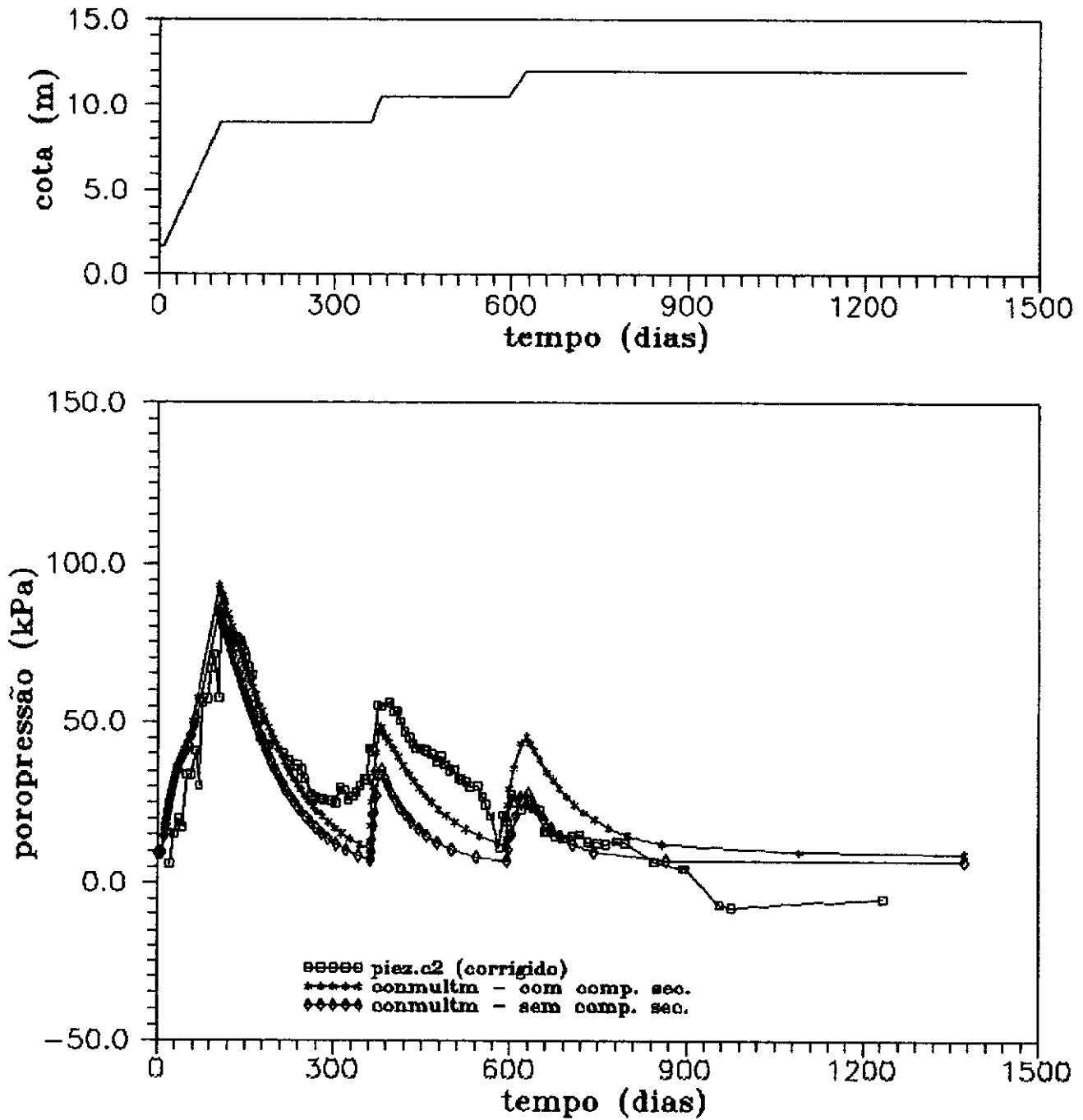


FIG VI.14 - ESTACA 15 - Análise Kv constante
Piezômetro Casagrande C2

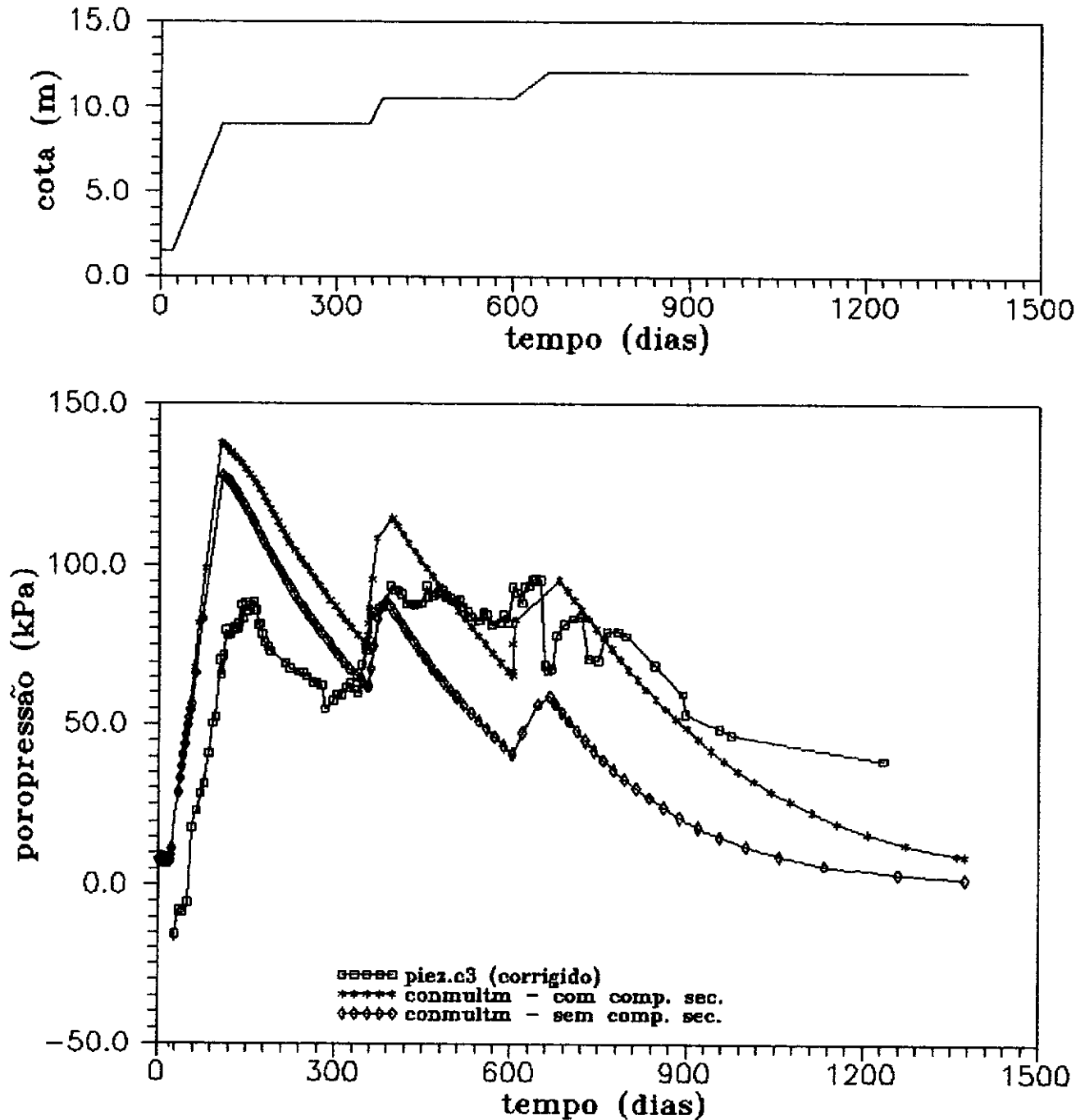


FIG VI.15 - ESTACA 15 - Análise Kv constante
Piezômetro Casagrande C3

são muito pequenas (menor que 20%) no decorrer de todo o processo. Ao longo da 3^a etapa, entretanto, os valores medidos apresentam valores superiores aos calculados com e sem compressão secundária. A análise com k_v constante, para o piezômetro C_2 , apresenta previsões de excelente qualidade. A discrepância nesta análise é inferior à observada para aquelas feitas pela análise com k_v variável (fig. VI.11), principalmente ao longo das últimas etapas de carregamento.

Estaca 25 (Piezômetro C_3)

Os valores calculados, considerando compressão secundária, são invariavelmente superiores aos valores calculados sem compressão secundária, com discrepância expressiva. Os valores calculados superestimam a poropressão gerada nas duas primeiras etapas, enquanto que nas duas últimas os valores calculados subestimam os valores medidos. Analogamente aos outros dois piezômetros as velocidades de dissipação calculados e medida são distintas. Em relação à análise com k_v variável, os valores calculados apresentam previsões de igual ou pior qualidade, principalmente nas duas últimas etapas de carregamento.

VI.3.3 - Comentários gerais

Do desenvolvimento de todas as curvas, percebe-se nitidamente os pontos de acréscimo de poropressão gerada pelos acréscimos de aterro, qualitativamente bem simulada pelos cálculos.

Os valores de poropressão medidos negativos parecem ser oriundos do algoritmo de cálculo e correção, podendo ser atribuídos a leituras errôneas ou inconsistentes de medidores de nível d'água ou dos próprios piezômetros.

De modo geral, os valores calculados sem compressão secundária apresentam-se sistematicamente inferiores aos calculados com compressão secundária, sendo que esta diferença cresce com o nível de carregamento.

As previsões da análise com k_v variável, com consideração de compressão secundária, são superiores aos valores medidos, em termos de geração e dissipação de poropressão. A discrepância entre os valores medidos e calculados cresce, sendo maior e mais expressiva ao final do período de medição (4^a etapa de carregamento).

Os resultados da estaca 15 indicam, em termos de valores medidos, dissipação total de excesso de poropressão a partir de 1000 dias. A análise com k_v variável com e sem compressão secundária apresenta ainda pequenos valores de excesso de poropressão ao final do período de medição.

A análise com k_v constante indica para a estaca 15, independentemente da consideração de compressão secundária, dissipação quase completa do excesso de poropressão gerada pelos acréscimos de tensão impostos ao final de cada etapa de carregamento. As previsões são de boa qualidade, com exceção do piezômetro C_1 , nas duas primeiras etapas.

A análise com k_v constante, aplicada à estaca 25, apresenta dissipação quase total de poropressão ao final do período de medição, o que contraria os valores lidos pelo piezômetro C_3 .

Para os piezômetros C_1 e C_2 (estaca 15), a melhor previsão é a análise com k_v constante sem compressão secundária. Para o piezômetro C_3 (estaca 25), a melhor previsão é aquela realizada pela análise com k_v variável sem compressão secundária, o que é incoerente já que o perfil é turfoso e a compressão secundária deve ter uma influência significativa.

VI.3.4 - Análise de poropressão em profundidade

A figura VI.16 apresenta as isócronas de poropressão calculadas para o perfil da estaca 20 em diversos instantes de carregamento. Os valores calculados referem-se à análise completa, portanto com k_v variável e compressão secundária.

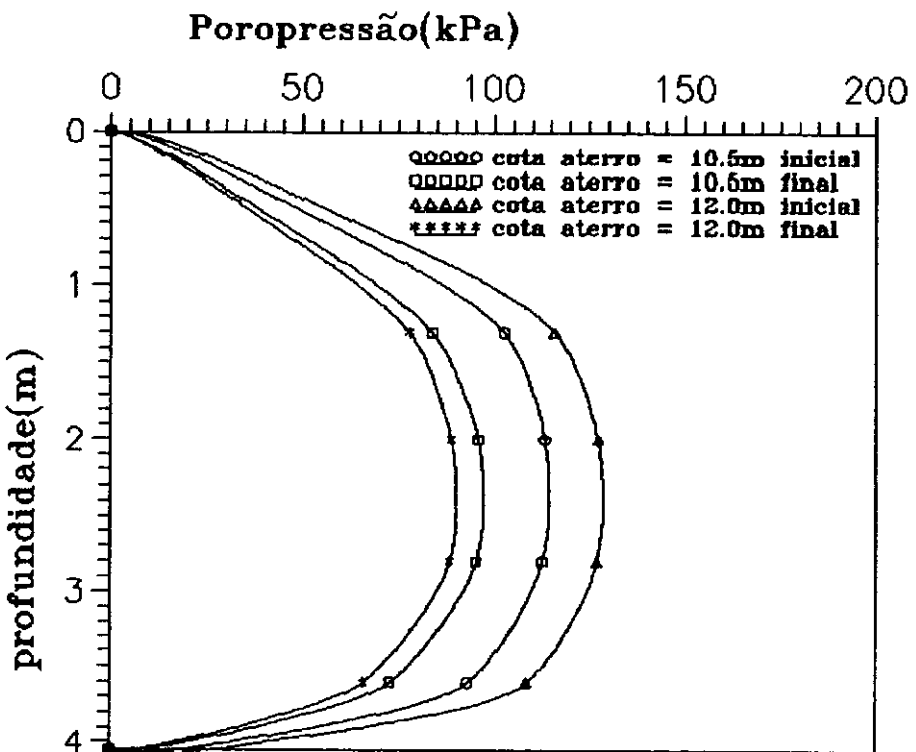
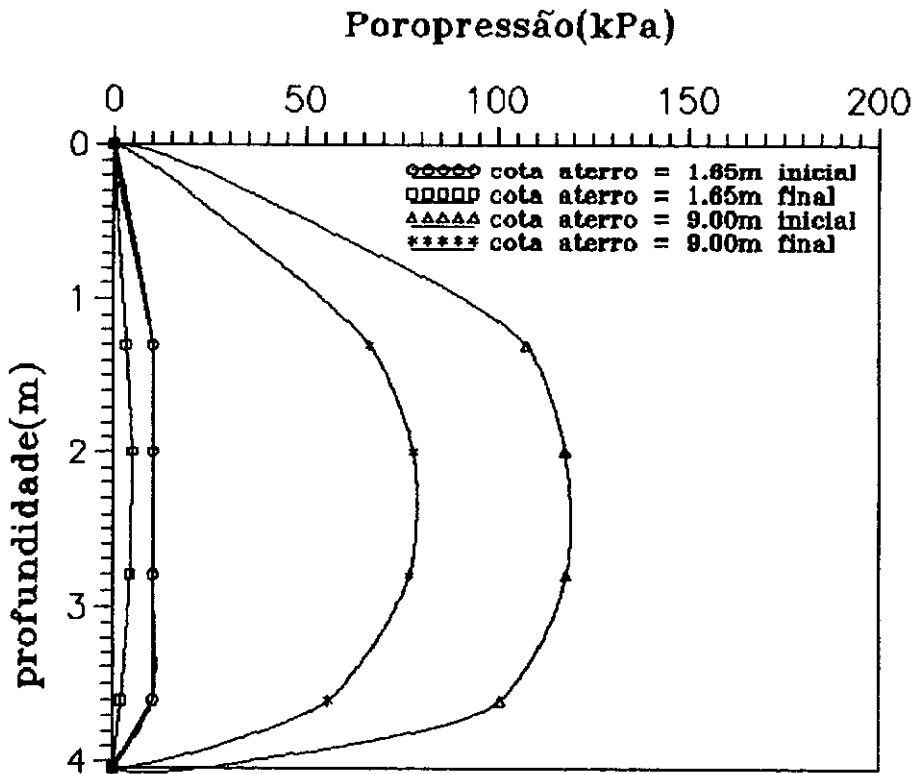


FIG. VI.16 -EST. 20 - ISÓCRONAS
Análise kv variável
com comp. secundária

As isócronas de poropressão apresentam forma aproximadamente característica de caso com dupla drenagem. Os valores de poropressão são semelhantes em 1,5 e 3,0 m de profundidade. De maneira geral, as formas destas curvas e sua evolução seguem comportamento clássico esperado do problema.

VI.4 - Estudos de variação de parâmetros geotécnicos

A saída de resultados do programa possibilita o acompanhamento da evolução de diversos parâmetros como c_v , k_v , σ'_v , o que por sua vez permite um melhor entendimento do problema de adensamento em questão.

Deste modo, escolhida a estaca 20 com consideração de compressão secundária como análise base, foram plotadas as variações de c_v e k_v em função da tensão efetiva σ'_v e do tempo, como também da variação de σ'_v com o tempo.

Variação de c_v com a tensão efetiva e o tempo

O programa calcula automaticamente o valor de c_v mediante a equação IV.6 (ver capítulo IV).

A figura VI.17 apresenta resultados típicos da variação do coeficiente de adensamento (c_v) com a tensão efetiva (σ'_v). Observa-se que c_v cresce ligeiramente até a pressão de pré-adensamento quando decresce abruptamente em forma de degrau e a partir daí decresce suavemente.

A tabela VI.1 apresenta a relação c_{vo}/c_{vf} médio correspondente à análise e àquela dos ensaios oedométricos para a faixa de tensões do problema.

A figura VI.18 apresenta a evolução de c_v com o tempo, para as mesmas camadas apresentadas anteriormente.

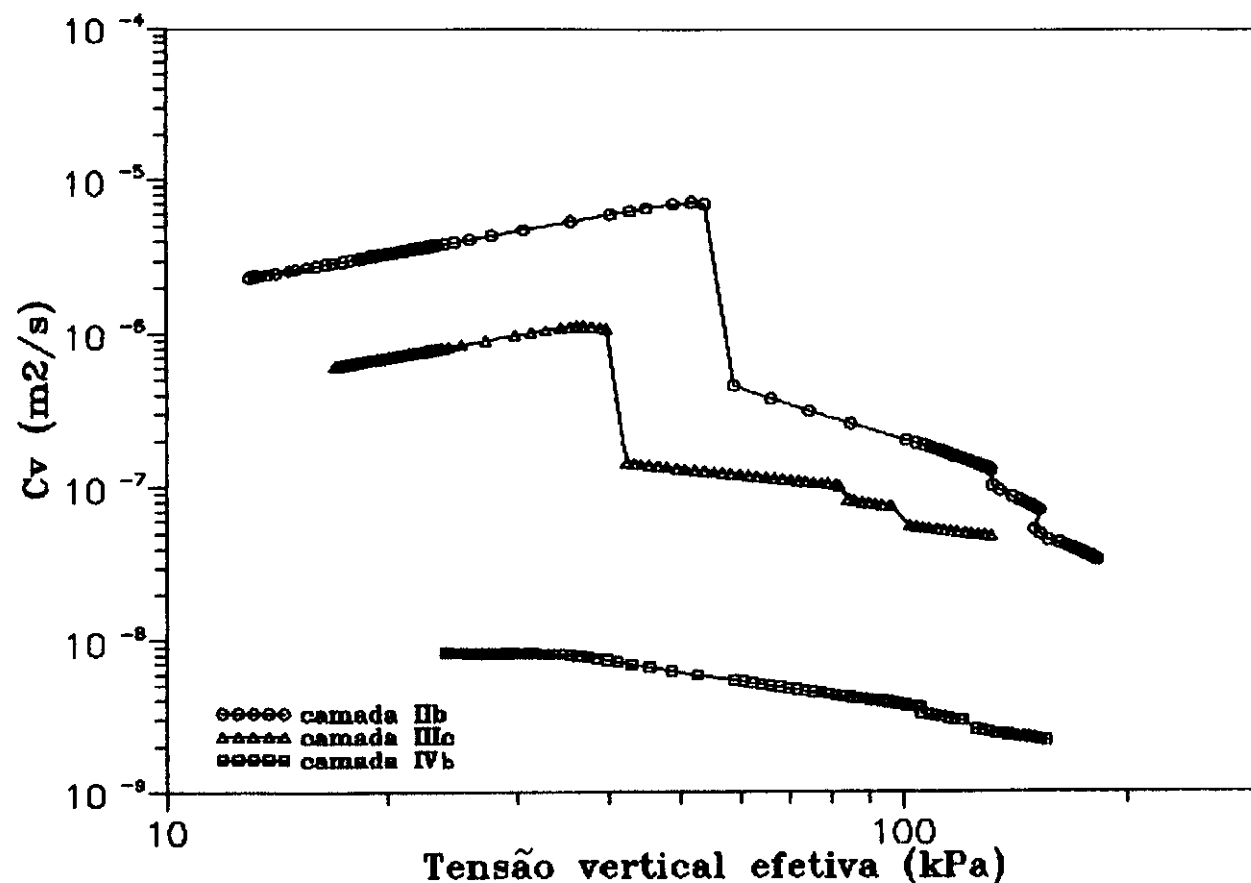


FIG VI.17 - Estaca 20 - Valores calculados de coeficiente de adensamento e tensão vertical efetiva

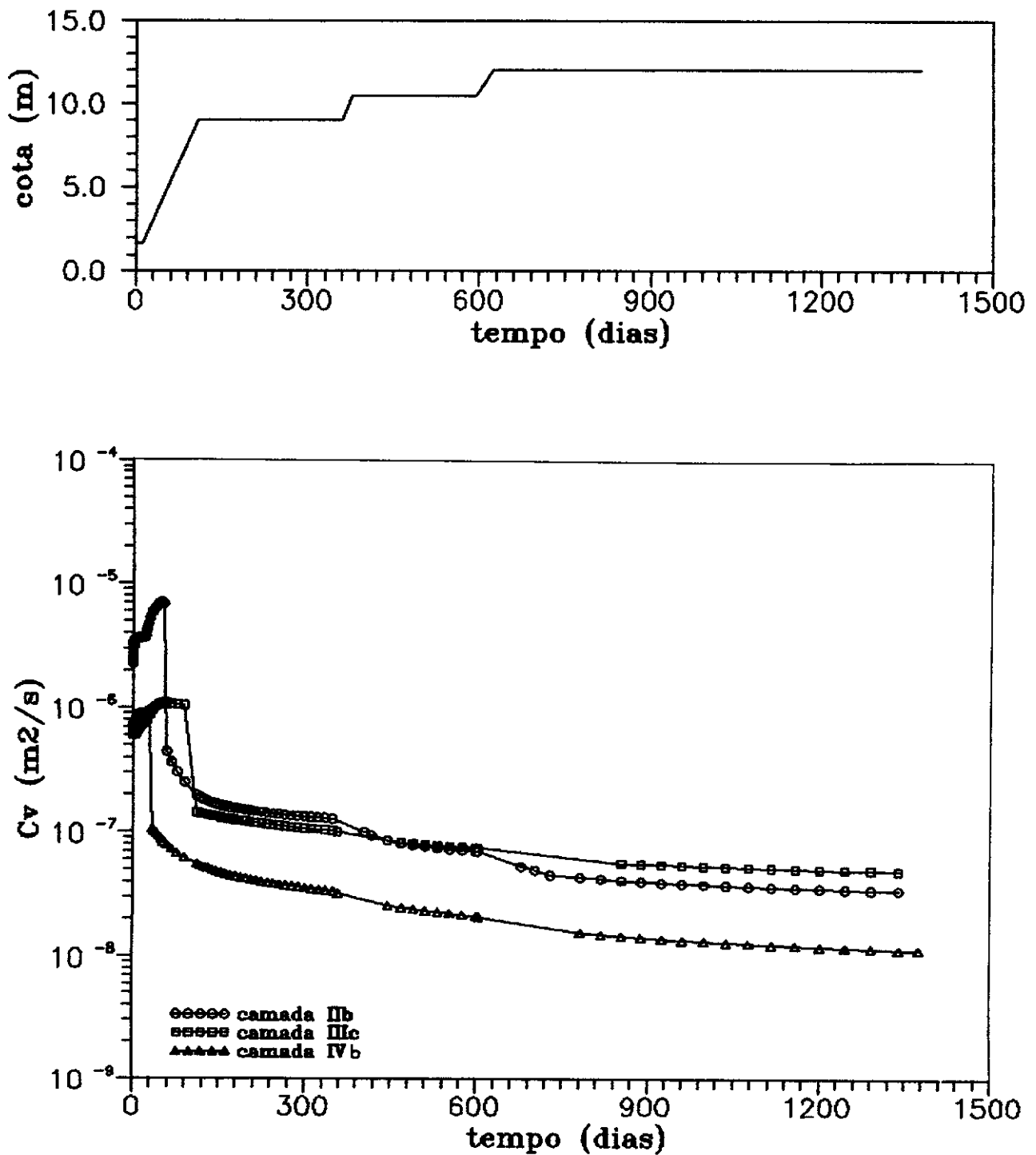


FIG VI.18 – Estaca 20 – Variação dos valores calculados de coeficiente de adensamento com o tempo

TABELA VI.1 - RELAÇÃO c_{vo} / c_{vf} DE ANÁLISE E DE LABORATÓRIO

CAMADAS	c_{vo} / c_{vf} análise	c_{vo} / c_{vf} lab.
II	90	40 (20 à 60)
III	35	45 (30 à 60)
IV	40	30 (20 à 60)

Observa-se em todas as camadas um ligeiro crescimento de c_v até o início da 2^a etapa de carregamento. Nesta ponto ocorre queda abrupta do valor de c_v , associada à passagem pelo estado de pré-adensamento. A partir deste ponto observa-se diminuição de c_v com o tempo. A velocidade de decréscimo de c_v com o tempo é semelhante para todas as camadas.

Variação da permeabilidade com a tensão efetiva e o tempo

A figura VI.19 apresenta as variações do coeficiente de permeabilidade (k_v) com a tensão vertical efetiva (σ'_v) para as camadas II, III e IV.

Os gráficos $\log k_v \times \log \sigma'_v$ apresentam curvas de mesmo aspecto ao da curva $e \times \log \sigma'_v$, o que de certo modo é esperado, tendo em vista que a variação de k_v , no modelo do programa, baseia-se em relação $e \times \log k$ linear com coeficiente angular C_k .

De maneira geral, o decréscimo de k_v com o aumento de σ'_v é tênue até σ'_{vm} , compreensível, já que neste trecho a variação do índice de vazios é controlado pelo índice de recompressão (C_s), de pequeno valor absoluto. A partir de σ'_{vm} , as variações de k_v tornam-se maiores, função obviamente da entrada no trecho de compressão virgem, onde a variação de índice de vazios é maior.

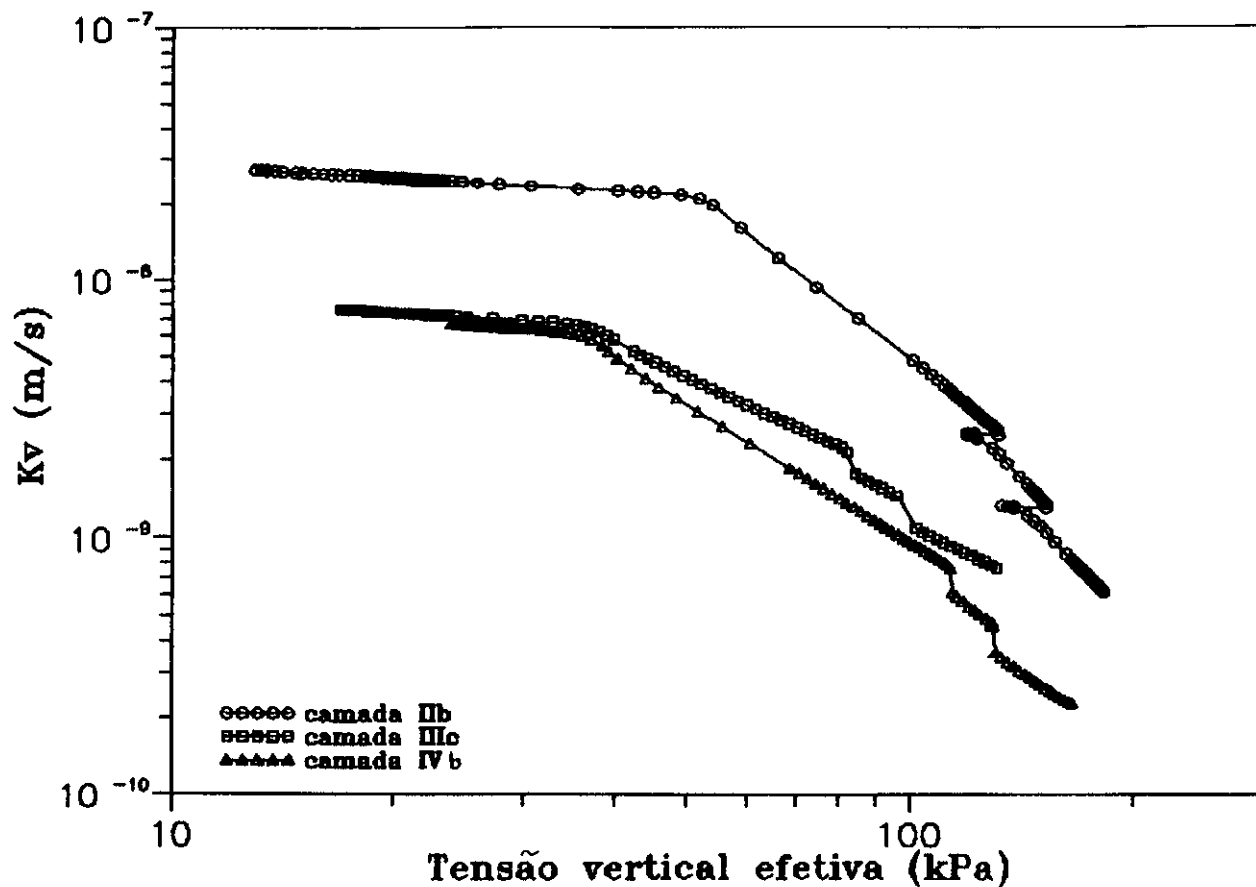


FIG VI.19 - Estaca 20 - Valores calculados de coeficiente de permeabilidade e tensão vertical efetiva

O decréscimo de k_v com σ'_v é maior na camada II. As camadas III e IV apresentaram decréscimos semelhantes.

A tabela VI.2 apresenta a relação k_{vo}/k_{vf} médio observado na análise da estaca 20 para as camadas II, III e IV.

TABELA VI.2 - RELAÇÃO k_{vo}/k_{vf} (VALORES MÉDIOS)
ANÁLISE ESTACA 20

CAMADAS	k_{vo}/k_{vf}
II	49
III	20
IV	16

A figura VI.20 apresenta a evolução do coeficiente de permeabilidade com o tempo para as camadas II, III e IV. Observa-se que os valores de permeabilidade decrescem continuamente com o tempo, sendo que a queda inicial de k_v da camada II é bastante distinta das demais camadas.

Variação do acréscimo de tensão vertical com o tempo

A figura VI.21 apresenta a evolução do ganho de tensão efetiva ao longo do tempo para as camadas II, III e IV. As curvas $\sigma'_v \times t$ apresentam certa semelhança com as curvas de carregamento. Comparando-se as curvas de $\sigma'_v \times t$ das camadas II, III e IV, constata-se que as camadas externas II e IV dissipam mais rapidamente os excessos de poropressão, propiciando por sua vez diminuição rápida de sua permeabilidade vertical e gerando o efeito "bucha" citado por Tavenas (1979), o qual restringe a drenagem vertical e retarda o adensamento das camadas internas. A dissipação mais rápida pode ser comprovada pela variação maior de c_v observada na camada II.

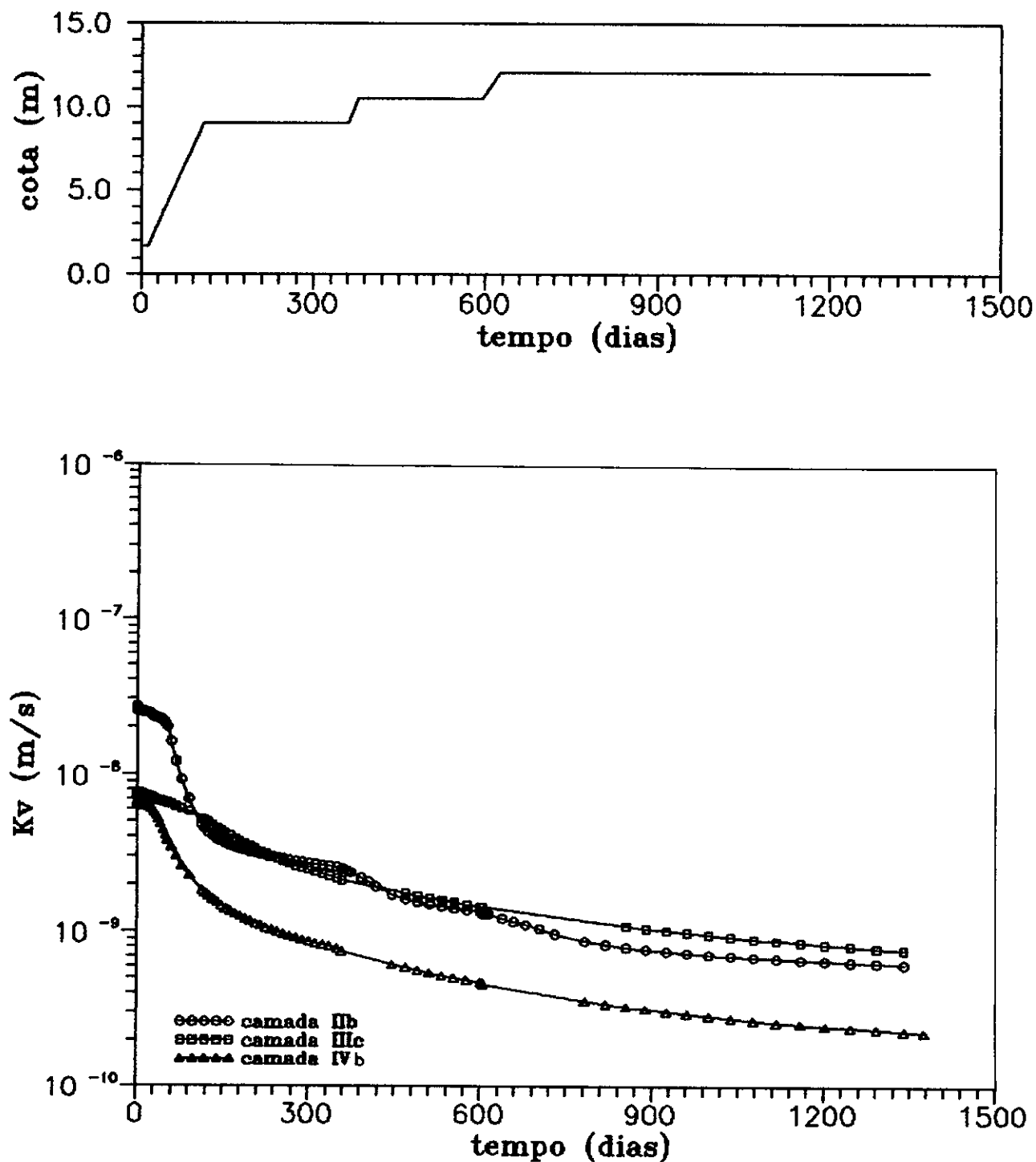


FIG VI.20 - Estaca 20 - Variação de valores calculados de coeficiente de permeabilidade com o tempo

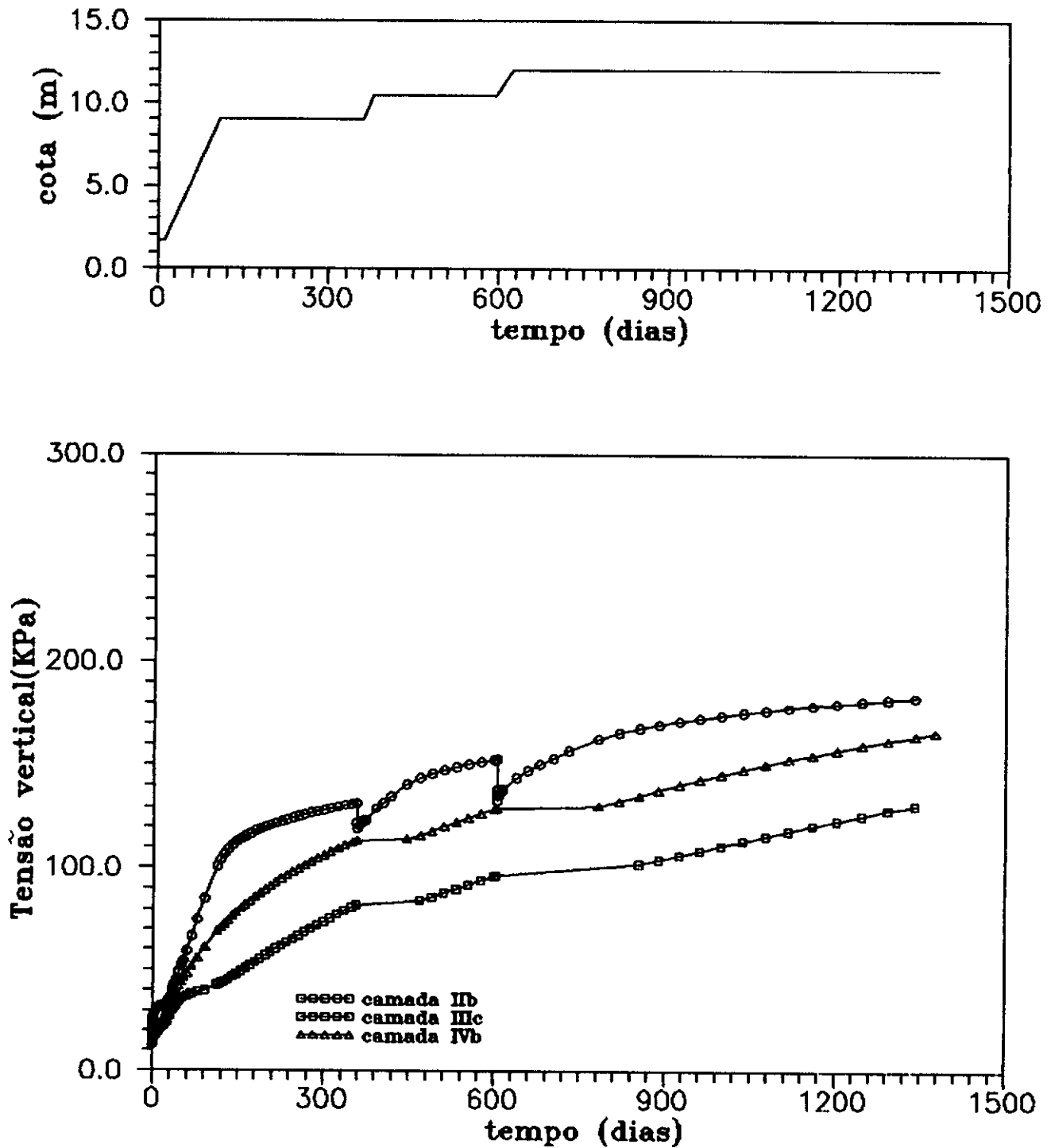


FIG VI.21 - Estaca 20 - Variação dos valores calculados de tensão vertical efetiva com o tempo

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

VII.1 - Conclusões

As análises realizadas para a barragem de Juturnaíba, considerando compressão secundária superposta à primária, coeficiente de adensamento variável [$k = f(e)$] e modelo físico não linear [$\sigma'_v = f(e)$], forneceram resultados satisfatórios em termos de deslocamentos verticais e menos satisfatório em termos de poropressões como abaixo descrito.

Deslocamentos verticais

A análise considerando diversas camadas, tirando o máximo proveito das investigações de campo, de laboratório e da versatilidade do programa no sentido de discretização do problema, parece ter sido fundamental na qualidade das previsões de deslocamento vertical.

O modelo de cálculo proposto com compressão secundária previu com boa concordância os valores absolutos, bem como a evolução dos recalques com o tempo para os perfis analisados.

Em termos de recalque, a influência da consideração de compressão secundária foi importante para os perfis das estacas 15 e 30. Para a estaca 25, perfil mais turfoso, ao contrário do esperado, a previsão sem consideração de compressão secundária foi também aceitável.

Poropressões

As previsões de poropressão, no entanto, foram menos razoáveis que as de recalque. De modo geral, as previsões foram sempre muito superiores aos valores medidos, exceto nas primeiras fases de carregamento.

A dissipação de excesso de poropressão foi em geral mais rápida no solo do que a simulada pelo modelo, principalmente nas etapas finais de carregamento. A consideração de compressão secundária desempenhou papel retardador na dissipação de poropressão.

As análises com k_v constante, sem compressão secundária, foram as que apresentaram as previsões mais razoáveis de poropressão para a estaca 15. Em virtude do mesmo não ocorrer para o piezômetro C_9 (estaca 25), onde a melhor previsão é a do modelo sem compressão secundária, acredita-se que no fundo o que ocorre é uma compensação de erros, associada à escolha do coeficiente de permeabilidade médio.

Análise global

Os valores medidos e calculados de recalque e poropressão demonstraram significativa velocidade de dissipação no início do carregamento, confirmando o fato de que o coeficiente de adensamento das argilas estudadas, na sua fase de pré-adensamento, é alto (20 a 75 vezes superior em relação a fase normalmente adensada).

A velocidade de recalque no modelo nas etapas iniciais de carregamento foi em geral superior à observada nas medições de recalque. Tendo em vista os resultados de poropressão, pode-se afirmar que há falhas intrínsecas no modelo quanto à simulação da real geração de poropressão nas camadas analisadas.

Foi observado que quanto maior o valor de C_{α_0} maior é o valor absoluto dos recalques desenvolvidos e mais lenta é a dissipação de poropressão, como previsto por diversos outros estudos realizados no L.C.P.C. e S.G.I..

A consideração de um valor de C_{α_0} médio e constante ao longo de todo o processo contraria observações de ensaios oedométricos, sendo o mesmo variável com a tensão efetiva. Isto pode explicar porque os valores previstos de recalque no início

do carregamento são superiores aos medidos (comportamento generalizado).

De modo geral, para os casos analisados e faixa de tolerância normal de resultados deste tipo, a consideração de compressão secundária foi importante mas não fundamental nos cálculos de recalque e poropressão. Os resultados encontrados não permitem conclusões definitivas sobre a validade da superposição das compressões primária e secundária realizada pelo modelo de cálculo.

No caso analisado (estaca 20, k_v variável, com compressão secundária) a influência da não saturação completa nos resultados do modelo de cálculo preconizado pelo CONMULTM foi desprezível para valores de grau de saturação entre 96 a 100%.

O programa de cálculo CONMULTM utilizado na dissertação incorpora diversos avanços no sentido de simular o processo real de adensamento, liberando-se de várias hipóteses restritivas da teoria de Terzaghi, bem como da necessidade de simplificação dos modelos constitutivos de comportamento do solo. Seu maior mérito, entretanto, está na possibilidade de análise de sistema multicamadas, com conseqüente incorporação de heterogeneidade do depósito (lentes de areia intercaladas, por exemplo). Outro aspecto importante é o cálculo de recalque independente da hipótese clássica de proporcionalidade ao grau de adensamento referido à dissipação de excesso de poropressão; esta talvez seja uma das razões porque, em algumas análises, a previsão de deslocamentos verticais é satisfatória e a de poropressões sofrível.

Os comentários gerais sobre os resultados globais obtidos pelo CONMULTM na análise de diversos aterros sobre solos compressíveis não desestimulam sua aplicação, mas induzem à reflexão de que o programa, como qualquer ferramenta de cálculo, deve ser utilizada para o seu domínio de ação (casos oedométricos), assumindo especial importância o cuidado na determinação dos parâmetros constitutivos do solo e a prudência na análise dos resultados.

Para certas condições de carregamento e de perfil de depósito, a solução clássica pode fornecer resultados satisfatórios, por alguma compensação de erros. Entretanto este não é o caso geral, sendo essencial o bom senso do engenheiro na escolha do modelo de cálculo. Ver ainda anexo I.

Os estudos e desenvolvimento de modelos e programas de cálculo mais gerais que considerem casos tridimensionais de adensamento, considerando anisotropia e fluxo horizontal são tão válidos quanto o melhor conhecimento do perfil geotécnico em termos de quantidade e qualidade das investigações geotécnicas de campo e de laboratório. Devem ser buscados igualmente parâmetros e leis de comportamento mais representativos do solo.

VII.2 - Recomendações para pesquisas futuras

Tendo em vista os objetivos e as observações globais desta dissertação, julgam-se relevantes com vistas ao desenvolvimento do assunto as seguintes propostas :

- Elaboração de um programa semelhante ao CONMULTM, incorporando outras teorias e formas de abordagem da compressão secundária e de compressibilidade do fluido intersticial (ver Martins e Lacerda, 1985; Santos Neto, 1990).

- Cálculos e comparações de graus de adensamento médio por recalque (U_s) e por poropressão (U_p) do modelo proposto.

- Estudos e previsões de geração de poropressão pelo modelo YLIGHT (carregamento parcialmente drenado) proposto por Tavenas e Leroueil (1980) para a Barragem de Juturnaíba.

- Análise da evolução de F.S. versus tempo da barragem de Juturnaíba, com base nos resultados de poropressão, associada aos critérios construtivos de segurança adotados.

- Complementação dos estudos do aterro experimental II de Sarapuí.

- Estudos comparativos dos diversos aterros já estudados com utilização de programas de diferenças finitas semelhantes como o CODEFIN (Pinto, 1988), baseado em teoria de grandes deformações.

- Análise dos dados de recalque e poropressão de instrumentação situada fora do eixo da Barragem de Juturnaíba, com respectivos estudos de previsão por meio de programas como o CRISP que considera a teoria do adensamento de Biot.

- Análises adicionais de distribuição de recalques e poropressões em profundidade, pelo programa, para depósitos dotados de instrumentação deste gênero, de forma a avaliar a validade do modelo de maneira ampla.

- Implementação no programa da variação da compressão secundária com a tensão efetiva. No modelo de cálculo do programa, adota-se um valor médio de $C_{\alpha e}$ constante na faixa de tensões previstas para a camada.

- Estudos de influência da distribuição de tensão nas camadas inferiores de carregamentos em partes superiores do aterro (estágios finais), em particular nos casos com altura elevada (efeito de "arqueamento").

- Implementação de saída (inclusive de tela) para o programa CONMULTM de modo a plotagem de isócronas de poropressão, recalque versus tempo e curvas de distribuição de recalque em profundidade. Sugere-se também associar a plotagem dos gráficos temporais a gráficos de carregamento versus tempo, de modo a facilitar a interpretação de resultados. Recomenda-se também melhoria da saída de tela e impressão atuais.

- Incorporação ao programa de modelo ou algoritmo que permita considerar, mesmo que de modo aproximado, o efeito de submersão.

- Conhecer e resolver os problemas computacionais (programa - fonte) associados ao cálculo fora do eixo, implementando inclusive outras teorias de distribuição de excesso de poropressão inicial (triangular, trapezoidal) a partir de um dado carregamento.

BIBLIOGRAFIA

- ALMEIDA, M.S.S. (1982) - "The undrained behaviour of the Rio de Janeiro clay in the light of the critical state theories", Cambridge University Engineering Department.
- ALMEIDA, M.S.S. (1990) - "Método de diferenças finitas", Notas de aula da cadeira de Métodos Numéricos em Geotecnia - COPPE.
- ASAOKA, A. (1978) - "Observation procedure of settlement prediction. Soils and Foundation", vol. 18, n° 4, pp. 87-101.
- BAGHERY, S. (1978) - "Etude théorique de l'influence du fluage et de la non-saturation sur la consolidation unidimensionnelle des sols fins". Travail de Fin d'Etudes à l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées, juin 1978.
- BAGHERY, S., MAGNAN, J.P. (1983) - "Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements des remblais du site expérimental de Cubzac-les-Ponts". Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de Recherche LPC n° 122, 71 pg.
- BARDEN, L. (1965) - "Consolidation of clay with non linear viscosity". Geotechnique 15, n° 4.
- BIOT, M. (1941) - "General Theory of three-dimensional consolidation". Journal of applied physics, Vol. 12, n° 2, pp. 155.
- BIOT, M. (1956) - "Theory of deformation of a porous viscoplastic anisotropic solid". Journal of applied physics, vol. 27, n° 5, pp. 459-467.
- BJERRUM, L. (1967) - "Seventh Rankine Lecture : Engineering Geology of Norwegian Normally - Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings". Geotechnique, Vol. 17, n° 2, pp. 81-118.

- BOUCHARD, R., TAVENAS, F. (1981) - Etude du tassement du remblai de Batiscan par CONMULT. Université Laval, Québec, Département de Génie Civil, Rapport GCS 81-05.
- BRUCY, M. (1977) - "Analyse de la consolidation primaire et secondaire des argiles Champlain par CONMULT". Thèse de maîtrise, Université Laval, Québec, 270 pg.
- COSTA FILHO, L.M., MACHADO FILHO, O.V., BORGES, J.B. (1990) - "Determinação de parâmetros geotécnicos de argila mole em aterro experimental em Sepetiba, RJ." - 6^o CBGE/IX COBRAMSEF, Vol. 2, pp. 409-419.
- COUTINHO, R.Q. & LACERDA, W.A. (1976) - "Características de adensamento com drenagem radial e vertical da argila cinza do Rio de Janeiro", Relatório de Pesquisa - IPR/DNER.
- COUTINHO, R.Q. (1983) - "Solos orgânicos". Seminário como parte de obtenção do doutoramento - COPPE/UFRJ.
- COUTINHO, R.Q. (1986) - "Aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre solos orgânicos - argilas moles da Barragem de Juturnaíba". Tese Dr., COPPE-UFRJ, 634 p.
- COUTINHO, R.Q. (1990) - Barragem de Juturnaíba - Correspondência pessoal.
- CRANCK, J. e NICHOLSON, P. (1947) - "A practical method for numerical evaluation of solutions of partial differential equations of the heat conduction type". Proc. Camb. Phil. Soc. 43, 50-67.
- DEROY, J.M. (1978) - "L'essai oedométrique à gradient contrôlé. Laboratoire central des Ponts et Chaussées", Département des sols et fondations, février 1978, 27 pg.
- DAVIS, E.H. e RAYMOND, G.P. (1965) - "A non-linear theory of consolidation". Geotechnique, 15:2; pp 161-163.

- FAURE, R.M., MAGNAN, J.P., MOREAU, M. e PILOT, G. (1976) - "Calcul sur ordinateur des ouvrages en terre". Revue Générale des Routes et Aérodrômes, n° 523, pp. 23-38.
- GARLANGER, J.E. (1972) - "The consolidation os soils exhibiting creep under constant effective stress". Géotechnique, vol. 12, n° 1, pp. 71-78. Também publicado em Norwegian Geotechnical Institute. Publ. n° 41, Oslo.
- GIBSON, R.E. e LUMB, P. (1953) - "Numerical solution of some problems in the consolidation of clay". Proc. I.C.E., Vol. 3, part I.
- GIBSON, R.E. and LO, K.Y. (1960) - A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. Norwegian Geotechnical Institute. Publ. n° 41, Oslo.
- GIBSON, R.E., ENGLAND, G.L. & HUSSEY, M.J.L. (1967) - "The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays". Géotechnique, Vol 17, pp. 261-273.
- GIBSON, R., SCHIFFMAN, R. & PU, S. (1970) - "Plane strain and axially symmetric consolidation of a clay layer on a smooth impervious base". Quarterly journal of mechanics and applied mathematics. 23.
- HARR, M.E. (1966) - "Foundations of theoretical soil mechanics". McGraw-Hill - Kogakusha.
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. & LANCELLOTTA, R. (1985) - "New developments in field and laboratory testing of soils". Theme Lecture. Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco.
- JANBU, N. (1965) - "Consolidation of clay layers based on non-linear stress-strain". Proc. 6th International Conference of Soil Mechanics, Vol. 2, pp 83,87.

JEAN, P., TAVENAS, F. (1982) - "Etude de consolidation de trois remblais du complexe NBR par CONMULT". Université Laval, Québec, Département de Génie Civil Rapport GCS 82-07, janvier 1982, 190 pages.

LACERDA, W.A., COUTINHO, R.Q., COSTA FILHO, L.M. & DUARTE, A.E.R. (1977) - "Consolidation characteristics of Rio de Janeiro soft clay". International Symposium on Soft Clay, Bangkok.

LADD, C.C. (1973) - "Settlement analysis for cohesive soils", (revised 1973). Massachusetts Institute of Technology, Research Report R71-2, n° 272.

LADD et al (1977) - "Stress-strain characteristics". IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

LARSON, R. (1986) - "Consolidation of soft soils". Swedish Geotechnical Institute, Report n° 29, Linköping.

LEBLOND, P., TAVENAS, F. (1980) - "Estude du tassement de remblais par CONMULT". Université Laval, Québec, Département de Génie Civil, Rapport GCT-80-07

LEROUÉIL, S. e TAVENAS, F. (1981) - "Pitfalls of back-analysis". Proc. X ICSMFE, Stockholm, vol. 1, pp. 185-190.

LO, K.Y. (1960) - "Discussion on Rowe, Measurement of the coefficient of consolidation of lacustrine clay". Géotechnique, 10:1, pp 36-39.

LOPES, P. (1990) - "Análise do adensamento de um aterro sobre argila mole por diferenças finitas". Projeto final de curso - EEUFRJ.

- MacFARLANE, I.C. e RADFORTH, N.W. (1968) - "Structure as a basis of peat classification". 3rd Int. Peat Congress, Quebec, Canadá, pp. 91-97. Também publicado por National Research Council of Canadá, Research paper n^o 434, Ottawa, maio, 1970.
- MAGNAN, J.P., PILOT, G. e VAUTRAIN, J. (1976) - "Traversée en remblai de la vallée de la Dives par l'Autoroute de Normandie". Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n^o 81, janv.-févr. 1976, pp. 73-86.
- MAGNAN, J.P., MIEUSSENS, C., QUEYROI, D. (1978) - "Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts". Revue Française de Géotechnique, n^o 5, pp. 23-36.
- MAGNAN, J.P., BAGHERY, S., BRUCY, M. and TAVENAS, F. (1979) - "Etude numerique de la consolidation unidimensionnelle en tenant compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non-saturation". Laboratoire des Ponts et Chaussées, Bulletin de Liaison, 1979. N^o 103, pp. 83-94.
- MAGNAN, J.P., BAGHERY, S. (1981) - "Une méthode approchée pour la prévision des vitesses de tassement des sols fins doués de fluage. Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées", n^o 111, janv.-févr. 1981, pp. 87-91.
- MAGNAN, J.P., DEROY, J.M. (1984) - "Etude numérique de l'essai oedométrique à gradient contrôlé". Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport des Laboratoires, Série GT.
- MAGNAN, J.P. (1986) - "Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles". Rapport de Recherche LPC n^o 141, LCPC - Paris.
- MAGNAN, J.P. (1987) - "CONMULT - Calcul unidimensionnel de la consolidation des massifs de sols multicouches". Notice et mode d'emploi (Version PC) - LCPC - Paris.

- MARTINS, J.B. (1965) - "Consolidation of clay layers based on non linear stress-strain". Proc. 6th International Conference of Soil Mechanics, Vol. 2, pp. 308-312.
- MARTINS & LACERDA (1985) - "A theory of consolidation with secondary compression" - XI International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering - Vol. II, San Francisco, pp. 567 - 570.
- McNABB, A. (1966) - "A mathematical treatment of one-dimensional soil consolidation". Quarterly Applied Mathematics. Vol. 27, n^o 4, p. 337-347.
- MESRI, G. (1973) - "Coefficient of secondary compression", ASCE, JSMFD, Vol. 99, N^o SM1, pp. 123 - 137.
- MESRI, G. and GODLEWSKI, P.M. (1977) - "Time and stress - compressibility interrelationship". ASCE. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division. Vol. 103, n^o GT5, May 1977.
- MESRI, G. e CHOI, Y.K. (1985) - "Settlement analysis of embankments on soft clays", ASCE, JGED, Vol. III, N^o 4, pp. 441 - 464.
- MITCHELL, J, K. (1976) - "Fundamentals of soil behaviour". John Wiley & Sons, New York, pp. 422.
- ORTIGÃO, J.A.R. & LACERDA, W.A. (1979) - "Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro". Relatório de Pesquisa - IPR/DNER.
- PERRIN, J. (1974) - "Classification des sols organiques". Bulletin de Liaison des L.C.P.C., n^o 69, pp. 39-47.
- PINTO, W.T. (1988) - "Teoria unidimensional do adensamento com grandes deformações", Tese de Mestrado, PUC - RJ, Rio de Janeiro.

- POULOS, H.G. e DAVIS, E.H. (1974) - "Elastic solutions for Soil and Rock Mechanics", John Wiley & Sons Inc., p. 411.
- RICHART, F.E. (1957) - "A review of the theories for sand drains". Proc. ASCE, SM3, n^o 1301.
- SANTOS-NETO, P.M. (1990) - "Compressibilidade de solos não saturados com bolhas de ar oclusas". Tese de Doutorado COPPE/UFRJ.
- SCHIFFMAN, R. (1960) - "Field applications of soil consolidation under time-dependent loading and varying permeability". Highway Research Board, n^o 248.
- SCHIFFMAN, R. e GIBSON R.E. (1964) - "Consolidation of nonhomogeneous clay layers". Journal of ASCE, Vol. 90, n^o SM5, Setembro 1964.
- SCHLOSSER, F. (1973) - "Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sols compressibles". Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n^o Spécial T, mai 1973, pp. 26-57.
- SCHUURMAN, E. (1966) - "The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures". Géotechnique, vol. 16, n^o 4, pp. 269-281.
- SCOTT, R.F. (1963) - "Principles of soil mechanics". Addison - Wesley.
- SKEMPTON, A.W. e BJERRUM, L. (1957) - "A contribution to the settlement analysis foundations on clay". Geotechnique, vol. 4, pp. 168-178.
- SKEMPTON, A.W. e PETLEY, D.J. (1979) - "Ignition loss and other properties of peats and clays from Avonmorth, King's Lynn and Cranberry Moss". Géotechnique, vol. 20, n^o 4, pp. 343-356.

- SMITH, G.D. (1985) - "Numerical solution of partial differential equations : finite difference methods". Oxford University Press. (3rd revision), pp. 1 - 48.
- SUKLJE, L. (1969) - "Rheological aspects of soil mechanics". Wiley - Interscience, London.
- TAN, T.K. (1957) - "Three-dimensional theory on the consolidation and flow of clay-layers". Scientia Sinica. Vol. 6, n^o 1, pp. 203-215.
- TAVENAS, F. (1979) - The behaviour of embankments on clay foundations : a state-of-the-art. 32nd Canadian Geotechnical Conference. Quebec.
- TAVENAS, F., BRUCY, M., MAGNAN, J.P., LA ROCHELLE, P., ROY, M. (1979) - "Analyse critique de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi". Revue Française de Géotechnique, n^o 7, pp. 29-43.
- TAVENAS, F., LEROUÉIL, S. (1980) - "The behaviour of embankments on clay foundation". Canadian Geotechnical Journal, vol. 17, n^o 2, pp. 236-260.
- TAVENAS, F., LEBLOND, J.P. and LEROUÉIL, S. (1983) - The permeability of natural soft clays. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 20, n^o 4, Nov. 1983.
- TAYLOR, D.W. (1942) - Research on consolidation of clays. Massachussets Institute of Technology, Dept. of Civil and Sanitary Engineering, Serial 82, pp. 147.
- TAYLOR, D.W. (1948) - "Soil mechanics". John Wiley & Sons, Nova Iorque.

- TERZAGHI, K. (1923) - "Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch-Naturwissenschaftliche Klasse. Sitzungsberichte. Abteilung II a. Vol. 132, n^o 3/4.
- TERZAGHI, K. (1943) - "Theoretical soil mechanics". John Wiley & Sons, Nova Iorque.
- TERZAGHI, K e PECK, R.B. (1965) - "Soil mechanics in engineering practice". Wiley International Edition.
- THOMANN, G. (1972) - "Résolution de l'équation de la consolidation unidimensionnelle par la méthode des différences finies". Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n^o 59, mai-juin 1972, pp. 57-64.
- THOMANN, G. (1973) - "Essai oedométrique avec mesure des pressions interstitielles". Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n^o Special T, mai, pp. 335-345.
- WAHLS, H.E. (1962) - "Analysis of primary and secondary consolidation". - ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 88, n^o SM6, part. I, Proc. pp. 207-231.
- WERNECK, M.L.G. e ZIOLKOWSKI, J.C. (1978) - "Previsão de recalques por adensamento em solos com permeabilidade e compressibilidade decrescentes com a profundidade". VI COBRAMSEF, Vol. 1, pp. 329-343.
- WU, T.H. (1976) - "Soil mechanics", Addison - Wesley Publishing Company.
- ZIOLKOWSKI, J.C. (1978) - "Adensamento unidimensional de solos saturados heterogêneos e drenagem parasita em ensaios de adensamento analisados pelo método dos elementos finitos (programa CONSOL)". Tese de Mestrado, COPPE - UFRJ.

ANEXO I

FONTES DE ERRO NO CÁLCULO

O cálculo do problema de adensamento unidimensional de depósito de argila mole sob aterros envolve desvios da situação real de campo, alguns dos quais, são descritos a seguir.

Carregamento

Com relação ao carregamento, há que se considerar diversos aspectos :

a) Diferentes teorias de distribuição de tensão fornecem resultados ligeiramente diferentes.

b) Questiona-se como deve ser considerada a transmissão de tensão (carga) nas partes inferiores do aterro, quando da aplicação de novos estágios de carregamento. Particularmente, no caso de Juturnaíba, com altura de aterro elevada, a piezometria (C_3 - estaca 25) comprova tal fato; na aplicação do último estágio de carregamento não houve resposta do piezômetro em termos de poropressão gerada.

Condição de contorno

A consideração ou não de camada drenante superior e inferior apresenta grande influência na velocidade do processo de adensamento. Por outro lado, no caso de camadas argilosas vizinhas às fronteiras com C_k alto e k_{v0} baixo, a condição de contorno passa a não influenciar significativamente, já que no processo de adensamento a camada superior apresenta decréscimo rápido do índice de vazios com conseqüente diminuição de k_v , formando uma zona quase impermeável. Tal comportamento está também citado em estudos de Tavenas et al (1979) e Pinto (1988).

Determinação da permeabilidade

O modelo é fundamentado na determinação da taxa de variação de permeabilidade com o índice de vazios (C_k) e do coeficiente de permeabilidade inicial (k_{v0}), os quais apresentam representatividade discutível, se obtidos indiretamente de ensaios oedométricos, através do $c_{v\text{ LAB}}$. A representatividade em parte é função da homogeneidade do depósito, suas camadas, bem como da qualidade de amostragem e tipos de ensaios oedométricos.

Pinto (1988) recomenda utilização de C_k obtido de laboratório e k_{v0} de ensaios in situ por piezocone. No caso de Juturnaíba, a análise de recalques com C_k nulo e k_{v0} médio demonstrou pouco peso deste parâmetro na análise, haja visto que as previsões foram razoáveis. Provavelmente a estimativa de k_v médio possibilitou adequada compensação de erros.

ANEXO II

BARRAGEM DE JUTURNAÍBA

ENSAIOS OEDOMÉTRICOS - DADOS DE PERMEABILIDADE

(COUTINHO, 1990)

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
II-1	3,0	2,5	6,96	--	54,73
		5,0	6,85	--	27,55
		10,0	6,74	--	23,26
		20,0	6,57	--	12,57
		40,0	6,27	--	6,67
		80,0	5,58	1,56	3,91
		160,0	4,54	0,49	0,65
		320,0	3,54	0,16	0,18
		640,0	2,75	0,06	0,05
II-2	3,0	2,5	5,86	--	26,50
		5,0	5,78	--	--
		10,0	5,67	--	27,90
		20,0	5,51	18,1	17,00
		40,0	5,21	--	16,30
		80,0	4,51	2,7	5,80
		160,0	3,44	0,6	0,80
		320,0	2,44	0,1	0,20
		640,0	1,66	0,2	0,04

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
II-3	3,0	2,5	--	--	--
		5,0	5,33	--	11,1
		10,0	5,29	--	32,8
		20,0	5,21	--	27,3
		40,0	5,08	--	15,2
		80,0	4,77	9,3	11,7
		160,0	4,09	3,9	4,2
		320,0	3,23	11,0	1,7
		640,0	2,51	1,1	1,5
II-4	3,0	2,5	--	--	--
		5,0	4,37	4,15	5,35
		10,0	4,32	3,70	6,64
		20,0	4,24	2,78	4,79
		40,0	4,00	2,17	4,41
		80,0	3,48	0,78	0,87
		160,0	2,81	0,28	0,32
		320,0	2,19	0,12	0,12
		640,0	1,70	0,05	0,06

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
II-5	3,5	2,5	--	--	--
		5,0	4,54	0,82	0,99
		10,0	4,52	1,96	3,15
		20,0	4,48	1,54	4,89
		40,0	4,37	1,55	6,18
		80,0	4,06	0,92	1,63
		160,0	3,42	0,50	0,89
		320,0	2,72	0,13	0,12
		640,0	2,16	0,05	0,07

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-1	3,5	2,5	--	--	--
		5,0	4,28	2,60	2,60
		10,0	4,24	1,90	6,30
		20,0	4,16	2,00	3,10
		40,0	3,93	--	1,40
		80,0	3,49	0,40	1,50
		160,0	2,92	0,23	0,28
		320,0	2,37	--	0,12
		640,0	1,94	0,04	0,05
III-2	3,5	2,5	--	--	--
		5,0	4,21	10,00	20,00
		10,0	4,16	2,60	6,20
		20,0	4,07	2,40	8,20
		40,0	3,87	0,92	1,40
		80,0	3,43	0,45	0,59
		160,0	2,81	0,03	0,32
		320,0	2,27	0,01	0,13
		640,0	1,83	0,05	0,09

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) $\log t$	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-3	3,5	2,5	--	--	--
		5,0	4,59	5,89	7,50
		10,0	4,54	2,80	3,40
		20,0	4,07	2,10	1,90
		40,0	4,32	1,10	1,60
		80,0	3,94	0,50	0,86
		160,0	3,33	0,22	0,27
		320,0	2,74	0,09	0,11
		640,0	2,21	0,04	0,07
III-4	4,0	2,5	4,14	7,12	--
		5,0	4,12	--	--
		10,0	4,08	3,38	11,66
		20,0	4,02	2,10	6,60
		40,0	3,87	--	2,77
		80,0	3,48	0,51	1,08
		160,0	2,90	0,30	0,41
		320,0	2,35	0,10	0,13
		640,0	1,91	0,05	0,06

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-6	4,0	2,5	--	--	--
		5,0	4,12	6,50	14,00
		10,0	4,07	13,75	11,05
		20,0	3,98	12,21	12,76
		40,0	3,78	6,78	8,14
		80,0	3,38	1,25	4,30
		160,0	2,83	0,51	0,98
		320,0	2,31	0,18	0,34
		640,0	1,84	0,07	0,15
III-7	4,0	2,5	--	--	--
		5,0	4,58	--	--
		10,0	4,56	5,11	4,67
		20,0	4,53	2,32	2,08
		40,0	4,45	1,82	2,40
		80,0	4,21	0,52	0,77
		160,0	3,67	0,34	0,56
		320,0	3,01	0,14	0,23
		640,0	2,48	0,04	0,05

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) $\log t$	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-8	4,5	2,5	3,84	16,88	4,30
		5,0	3,77	--	2,48
		10,0	3,68	2,28	3,01
		20,0	3,54	1,18	1,69
		40,0	3,29	0,81	0,87
		80,0	2,90	0,39	0,54
		160,0	2,41	0,24	0,24
		320,0	1,92	0,10	0,22
		640,0	1,49	0,04	0,05
III-9	4,5	2,5	--	--	--
		5,0	3,42	0,57	1,49
		10,0	3,40	0,93	3,01
		20,0	3,36	1,17	1,83
		40,0	3,27	0,91	1,31
		80,0	3,04	0,39	0,65
		160,0	2,63	0,24	0,30
		320,0	2,20	0,14	0,13
		640,0	1,81	0,06	0,08

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-10	5,0	2,5	3,26	--	4,37
		5,0	3,23	--	4,22
		10,0	3,20	3,49	4,16
		20,0	3,15	2,28	2,63
		40,0	3,04	1,85	1,59
		80,0	2,75	0,43	0,38
		160,0	2,31	0,15	0,19
		320,0	1,88	0,07	0,07
		640,0	1,52	0,04	0,04
III-11	5,0	2,5	3,95	--	13,00
		5,0	3,93	--	15,00
		10,0	3,90	5,30	9,60
		20,0	3,85	3,70	4,30
		40,0	3,67	--	3,60
		80,0	3,30	0,92	1,90
		160,0	2,75	0,46	1,15
		320,0	2,22	0,14	0,20
		640,0	1,79	0,05	0,11

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-12	5,0	2,5	3,41	--	--
		5,0	3,39	3,76	7,62
		10,0	3,36	2,64	4,00
		20,0	3,28	1,39	2,78
		40,0	3,13	1,03	1,53
		80,0	2,82	0,61	1,04
		160,0	2,46	0,22	0,35
		320,0	2,09	0,16	0,19
		640,0	1,70	0,08	0,08
III-13	5,5	2,5	4,26	1,66	--
		5,0	4,22	1,29	1,45
		10,0	4,12	1,09	1,55
		20,0	3,97	0,71	0,72
		40,0	3,72	0,58	0,96
		80,0	3,35	0,32	0,28
		160,0	2,86	0,21	0,20
		320,0	2,34	0,06	0,08
		640,0	1,90	0,03	0,04

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
III-14	5,5	2,5	--	--	--
		5,4	3,73	--	1,38
		14,0	3,70	2,27	2,60
		20,0	3,65	1,74	3,32
		40,0	3,57	0,69	1,39
		80,0	3,30	0,47	0,84
		160,0	2,82	0,23	0,20
		320,0	2,30	0,11	0,11
		640,0	1,88	0,05	0,05
III-15	6,0	5,0	4,69	--	10,79
		10,0	4,64	--	18,07
		20,0	4,53	5,10	17,55
		40,0	4,33	9,50	14,51
		80,0	3,97	1,42	2,80
		160,0	3,44	0,91	0,91
		320,0	2,89	0,15	0,23
		640,0	2,38	0,08	0,09

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
IV - 1	6,0	2,5	--	--	--
		5,0	5,68	9,10	9,70
		10,0	5,61	8,60	9,20
		20,0	5,52	12,00	9,30
		40,0	5,32	9,00	9,00
		80,0	4,79	5,40	6,60
		160,0	3,96	1,50	2,10
		320,0	3,13	0,64	0,98
		640,0	2,44	0,29	0,39
IV - 2	6,3	2,5	9,38	--	--
		5,0	9,21	--	17,12
		10,0	9,01	--	11,53
		20,0	8,67	2,39	4,51
		40,0	8,27	1,92	4,23
		80,0	7,35	0,09	3,00
		160,0	5,94	0,30	0,39
		320,0	4,64	0,08	0,13
		640,0	3,42	0,03	0,04

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
IV - 3	6,5	2,5	8,87	--	12,15
		5,0	8,84	17,16	12,00
		10,0	8,79	12,04	9,33
		20,0	8,70	9,94	10,07
		40,0	8,40	13,46	14,75
		80,0	7,46	3,54	5,63
		160,0	5,99	0,87	1,44
		320,0	4,64	0,25	0,37
		640,0	3,53	0,08	0,11
IV - 4	7,0	2,5	--	--	--
		5,0	7,90	2,60	3,90
		10,0	7,77	4,20	10,90
		20,0	7,53	1,30	13,20
		40,0	7,13	0,90	2,40
		80,0	6,45	0,40	1,40
		160,0	5,47	1,40	0,30
		320,0	4,38	0,10	0,10
		640,0	3,47	0,04	0,04

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
VI - 1	6,5	2,5	--	--	--
		5,0	1,35	1,20	4,50
		10,0	1,33	0,30	0,43
		20,0	1,31	0,23	0,76
		40,0	1,28	0,25	1,00
		80,0	1,22	0,17	0,25
		160,0	1,15	0,15	0,17
		320,0	1,05	0,10	0,12
		640,0	0,95	0,08	0,14
VI - 2	6,5	2,5	--	--	--
		5,0	1,21	1,30	7,10
		10,0	1,20	0,56	1,60
		20,0	1,18	0,54	0,91
		40,0	1,15	0,53	0,57
		80,0	1,09	0,36	0,51
		160,0	1,02	0,26	0,47
		320,0	0,94	0,20	0,32
		640,0	0,85	0,08	0,12

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
VI - 3	6,5	2,5	--	--	--
		5,0	1,07	--	6,60
		10,0	1,06	0,53	1,10
		20,0	1,04	0,34	1,10
		40,0	1,02	0,33	0,85
		80,0	0,98	0,24	0,61
		160,0	0,93	0,21	0,28
		320,0	0,87	0,13	0,20
		640,0	0,80	0,11	0,13
VI - 4	6,9	2,5	0,94	--	--
		5,0	0,93	0,96	0,92
		10,0	0,92	0,24	0,63
		20,0	0,91	0,25	0,96
		40,0	0,89	0,40	0,43
		80,0	0,88	0,41	0,51
		160,0	0,85	0,29	0,68
		320,0	0,81	0,26	0,63
		640,0	0,76	0,11	0,25

ENSAIO	PROF. (m)	PRESSÃO (kPa)	e_m	k (10^{-9} m/s) log t	k (10^{-9} m/s) \sqrt{t}
VI - 5	1,0	2,5	1,08	--	--
		5,0	1,07	0,40	0,25
		10,0	1,06	0,27	0,21
		20,0	1,06	0,56	0,72
		40,0	1,05	0,20	0,30
		80,0	1,02	0,37	0,35
		160,0	1,00	0,11	0,22
		320,0	0,97	0,06	0,10
		640,0	0,92	0,15	0,18
VI - 6	1,0	2,5	--	--	--
		5,0	1,07	7,60	1,12
		10,0	1,05	0,53	1,30
		20,0	1,03	0,91	1,37
		40,0	1,01	0,12	0,26
		80,0	0,99	0,25	0,35
		160,0	0,94	0,21	0,36
		320,0	0,87	0,15	0,18
		640,0	0,80	0,10	0,11